



# PONTE SULLO STRETTO DI MESSINA



## PROGETTO DEFINITIVO

### EUROLINK S.C.p.A.

IMPREGILO S.p.A. (MANDATARIA)  
SOCIETÀ ITALIANA PER CONDOTTE D'ACQUA S.p.A. (MANDANTE)  
COOPERATIVA MURATORI E CEMENTISTI - C.M.C. DI RAVENNA SOC. COOP. A.R.L. (MANDANTE)  
SACYR S.A.U. (MANDANTE)  
ISHIKAWAJIMA - HARIMA HEAVY INDUSTRIES CO. LTD (MANDANTE)  
A.C.I. S.C.P.A. - CONSORZIO STABILE (MANDANTE)

 <p><b>IL PROGETTISTA</b> Dott. Ing. F. Colla Ordine Ingegneri Milano n° 20355 Dott. Ing. E. Pagani Ordine Ingegneri Milano n° 15408</p> 	<p><b>IL CONTRAENTE GENERALE</b></p> <p>Project Manager (Ing. P.P. Marcheselli)</p>	<p><b>STRETTO DI MESSINA</b> Direttore Generale e RUP Validazione (Ing. G. Fiammenghi)</p>	<p><b>STRETTO DI MESSINA</b> Amministratore Delegato (Dott. P. Ciucci)</p>
---	---	--	--

<p><i>Unità Funzionale</i></p> <p><i>Tipo di sistema</i></p> <p><i>Raggruppamento di opere/attività</i></p> <p><i>Opera - tratto d'opera - parte d'opera</i></p> <p><i>Titolo del documento</i></p>	<p>COLLEGAMENTI SICILIA</p> <p>INFRASTRUTTURA FERROVIARIA OPERE CIVILI</p> <p>LINEA FERROVIARIA DA OPERA DI ATTRAVERSAMENTO A STAZIONE DI ME</p> <p>TRATTO ALL'APERTO – BIVIO GAZZI</p> <p>MURI DI CONTENIMENTO – RELAZ. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</p>	<p>SF0283_F0</p>
---	---	------------------

CODICE

C G 0 7 0 0 P C L D S F C L 2 T A 0 0 0 0 0 2 F 0

REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
F0	20/06/2011	EMISSIONE FINALE	DAM S.p.A.	F.BERTONI	F.COLLA



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## INDICE

INDICE.....	3
PREMESSA.....	5
1 RIFERIMENTI NORMATIVI.....	5
2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	7
3 CARATTERISTICHE MATERIALI .....	7
3.1 CALCESTRUZZO MAGRO .....	7
3.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER ELEVAZIONI .....	7
3.3 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER FONDAZIONI OPERE D'ARTE MINORI.....	7
3.4 ACCIAIO.....	8
3.5 COPRIFERRO.....	8
4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA .....	8
4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA.....	8
4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO.....	9
4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITÀ DEL LUOGO .....	16
4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE.....	22
4.4.1 VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI .....	23
4.4.2 STATI LIMITE ULTIMI: COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	25
4.4.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO: COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	27
4.4.4 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A. ....	27
4.4.4.1 Verifica a pressoflessione – SLU .....	27
4.4.4.2 Verifica a pressoflessione – SLE .....	27
4.4.4.3 Verifica a fessurazione .....	28
4.4.4.4 Verifica a taglio.....	28
5 ELABORATI DI RIFERIMENTO .....	29
6 ANALISI MURI DI SOSTEGNO H max = 7.95m .....	30
6.1 ANALISI DEI CARICHI .....	30
6.2 MODELLO DI CALCOLO .....	33
6.2.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	33
6.3 VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO .....	37
6.4 TABULATI MURO DI SOSTEGNO H = 7.95 m.....	38
6.4.1 VERIFICHE GEOTECNICHE.....	40

6.4.2	VERIFICHE STRUTTURALI .....	47
6.4.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO .....	56
7	.....	58
8	ANALISI MURI DI SOSTEGNO H = 6.30 m .....	59
8.1	ANALISI DEI CARICHI .....	59
8.2	MODELLO DI CALCOLO .....	61
8.2.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	61
8.3	VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO .....	65
8.4	TABULATI MURO DI SOSTEGNO H = 6.30 m.....	65
8.4.1	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	68
8.4.2	VERIFICHE STRUTTURALI .....	75
8.4.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO .....	85
9	ANALISI MURI DI SOSTEGNO H = 4.30 m .....	85
9.1	ANALISI DEI CARICHI .....	85
9.2	MODELLO DI CALCOLO .....	87
9.2.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	87
9.3	VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO .....	91
9.4	TABULATI MURO DI SOSTEGNO H = 4.30 m.....	92
9.4.1	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	94
9.4.2	VERIFICHE STRUTTURALI .....	101
9.4.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO .....	110

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

## PREMESSA

La presente opera si inserisce nell'ambito del Progetto Definitivo del "PONTE SULLO STRETTO DI MESSINA" che deriva dal progetto preliminare dell'Opera di Attraversamento derivante a sua volta direttamente dal Progetto di Massima ultimato nel dicembre 1992 in osservanza alla legge speciale 1158/71, approvato in Assemblea Generale dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici con voto n° 220 del 10.10.1997 e successivamente esaminato nel 2000 dagli advisor Steinman International – Parsons Transportation Group e Price Waterhouse Coopers, su delibera del CIPE e conseguente incarico affidato dal Ministero dei Lavori Pubblici di concerto con quello del Tesoro del Bilancio e della P.E.. Inoltre il Progetto Definitivo della linea FS in Calabria sviluppa il progetto preliminare redatto da Stretto di Messina ed approvato dal CIPE con delibera n.66 del 01/08/2003 tenendo conto anche delle prescrizioni allegate a tale delibera.

In particolare la presente relazione di calcolo si riferisce ai muri di sostegno del terreno a ridosso della sede ferroviaria tra le Pk 17+646,600 e 17+870,500 (binario pari) sul lato dx e tra le prog.17+539,950 e 17+702,100 (binario dispari) sul lato sx .

### 1 RIFERIMENTI NORMATIVI

Le verifiche vengono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, tenendo conto delle vigenti disposizioni normative ed, in particolare:

- Legge n. 1086 del 05/11/1971. Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Legge n. 64 del 02/02/1974. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- UNI ENV 1993-5 – Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 – 20 marzo 2003: Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – Individuazione, formazione e aggiornamento *degli elenchi nelle medesime zone*;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 – 20 marzo 2003: Norme per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni.
- D.M. 14 gennaio 2008: Norme Tecniche per le Costruzioni.
- Circolare 02 febbraio 2009 n. 617/C.S.LL.PP.: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

- EN 1990:2002 Eurocode - Basis of structural design
- EN 1991-1-1:2002 Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings
- EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings
- EN 1997-1:2004 Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules
- EN 1997-2:2007 Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 2: Ground Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing
- EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings
- Associazione Geotecnica Italiana – 1977 Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche
- Associazione Geotecnica Italiana – 1984 Raccomandazioni sui pali di fondazione
- Associazione Geotecnica Italiana – 1994 Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio
- Istruzione Ponti: Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari
- Istruzione 44 A: Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, l'esecuzione, il collaudo di cavalcavia e passerelle pedonali sovrappassanti la linea ferroviaria
- Istruzione 44 B Istruzioni tecniche per manufatti sotto binario da costruire in zona sismica
- Istruzione 44 C Visite di controllo ai ponti, alle gallerie ed alle altre opere d'arte del corpo stradale. Frequenza, modalità e relative verbalizzazioni
- Istruzione 44 D Impalcati ferroviari realizzati con travi in acciaio incorporate nel calcestruzzo
- Istruzione 44 F Verifica a fatica dei ponti ferroviari
- Istruzione 44 G istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche Per le costruzioni di cui al d.m. 14.01.08 alla Progettazione geotecnica delle opere ferroviarie

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

## 2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- R. Lancellotta, Geotecnica, Ed. Zanichelli, 1993;
- P. Pozzati, Teoria e tecnica delle strutture - Volume I, Ed. UTET, 1980;
- J. E. Bowles, Fondazioni, Ed. Mc-Graw-Hill, 1998;
- M. Bustamate e B. Doix, Une Méthode pour la calcul des Tirants et des Microppieux injectés, 1985;
- P. Colombo, Elementi di geotecnica, Ed. Zanichelli, 1974;
- Associazione Geotecnica Italiana, Raccomandazioni sui pali di fondazione, 1984;
- Comparison of geotechnic softwares – Geo Fem, Plaxis, Z-Soil. XIII ECSMGE
- R. Lancellotta e J. Calavera, Fondazioni, Ed. Mc-Graw-Hill, 1999;
- C. Viggiani, Fondazioni, Ed. Cuen, 1993.
- AICAP – La corrosione nel calcestruzzo

## 3 CARATTERISTICHE MATERIALI

### 3.1 CALCESTRUZZO MAGRO

- Classe di esposizione ambientale: X0 (UNI 11104 e UNI EN 206-1)
- Classe di resistenza: CLASSE C12/15

### 3.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER ELEVAZIONI

- Classe di esposizione ambientale: XC4-XS1-XF2 (UNI 11104 e UNI EN 206-1)
- Classe di resistenza: CLASSE C32/40
- Rapporto A/C massimo: 0,45
- Classe di consistenza: S4
- Diametro massimo degli aggregati: 32 mm

### 3.3 CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER FONDAZIONI OPERE D'ARTE MINORI

- Classe di esposizione ambientale: XC2 (UNI 11104 e UNI EN 206-1)
- Classe di resistenza: CLASSE C25/30
- Rapporto A/C massimo: 0,55

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- Classe di consistenza: S4
- Diametro massimo degli aggregati: 32 mm

### 3.4 ACCIAIO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo b450c controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

- Tensione di snervamento caratteristica:  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura:  $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo:  $f_{yd} = f_{yk}/\gamma = 450/1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$
- Deformazione caratteristica al carico massimo:  $\epsilon_{uk} = 7,5 \%$
- Deformazione di progetto:  $\epsilon_{ud} = 6,75 \%$

### 3.5 COPRIFERRO

- Fondazioni: Copriferro minimo (Cmin) = 40 mm
- Elevazioni: Copriferro minimo (Cmin) = 45 mm

## 4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

### 4.1 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E UBICAZIONE DELLA STRUTTURA

Oggetto della presente relazione sono i muri di contenimento del terreno a ridosso della sede ferroviaria al Bivio di Gazzi tra le Pk 17+646.60 e 17+870.50 (riferite al binario pari) e tra le Pk 17+539,95 e 17+702,10 (riferite al binario dispari). Le altezze di calcolo sono le seguenti:

- H = 7.95 m (spessore fondazione 1.00 m)
- H = 6.30 m (spessore fondazione 1.00 m)
- H = 4.30 m (spessore fondazione 0.70 m)



		<p align="center"><b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p>					
<p><b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b></p>		<p><i>Codice documento</i> SF0283_F0</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th><i>Rev</i></th> <th><i>Data</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </tbody> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						



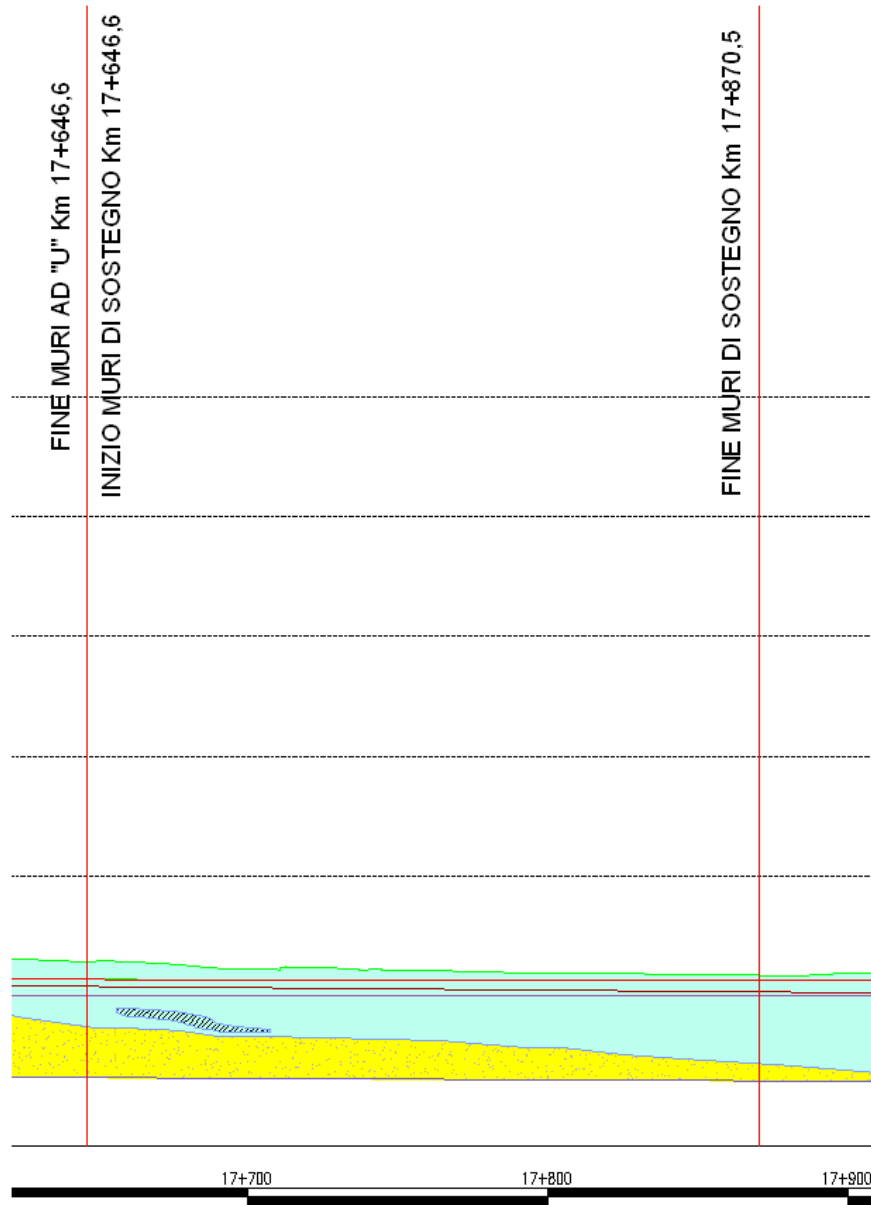
Figura 1 – stralcio planimetrico

## 4.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL LUOGO

Per la caratterizzazione dei terreni sui quali insistono queste opere, ci si è basati sui dati desunti dalle numerose campagne di indagine che si sono susseguite negli anni, nonché sulle prove di laboratorio che hanno consentito la stima dei parametri geotecnici che caratterizzano le varie litologie.

In primo luogo si riporta uno stralcio del profilo geologico della zona di interesse.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



**Figura 2 - profilo geologico**



**Figura 3 – Legenda della caratterizzazione geologica**

Dal profilo sopra riportato, riferito al documento CG0800PF6DSSBC6TF00000039, emerge come la zona di interesse sia caratterizzata nello strato superficiale da materiali identificati come *sedimenti fluviali e costieri*.

Oltre al profilo geologico è stato considerato anche la colonna di sondaggio eseguita nell'intorno di

**BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI  
CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE**

Codice documento  
SF0283\_F0

Rev F0  
Data 20/06/2011

questo tratto (S465), che confermano la presenza dello strato sopra citato.

VICENZETTO		SCHEMA DI SONDAGGIO		VEEB. ACC. N°	
				COMMESSA	
				PAG. 1	DI 1
COMMITTENTE <u>EUROLINK S.C.p.A.</u>					
PROGETTO <u>PONTE SULLO STRETTO - LATO CILIA</u>					
PERFORAZIONE N. <u>S465</u> DATA INIZIO <u>3/09/2010</u> ULTIMAZIONE <u>7/09/2010</u>					
COORDINATE: Nord ..... Est ..... QUOTA P.C. = .....					
SPERIMENTATORE <u>Dr. LOMBARDO</u> OPERATORE <u>NASSISI</u> ATTREZZATURA <u>SOLL TER</u>					
Da m <u>0.00</u> A m <u>20.00</u> Profondità Finale in <u>20.00</u>					
DATA	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	PROFONDITÀ m G.P.C.	SIMBOLOGIA STRATIGRAFICA	CAMPIONI TIPO NUMERO	PROFONDITÀ IN G.P.C. METER
	Terriccio superficiale costituito da sabbia sabbiosa deb. sabbiosa con clasti opachi in matrice. Sottile per ottenere.				
	Di tipo Ghiaia con matrice sabbiosa attenuata - clasti eterogenei per forma e dimensioni - hanno aspetto, sabbioso e tratti alluviali costantemente e poco consistente.	-2.40 -3.00		1 2 3	
	Colore marrone scuro, deb. piumoso e Ratto.				
				A	-6.00 -6.50
				4	
				5	
				B	-11.00 -11.50
				6	
	Strato di ghiaia con torcia. Da plastica e debolmente plastica. Costante strati colore grigio nero scuro - Ratto chiaro velini in matrice.	-11.00		7	
	Strato di ghiaia fine con sabbia, clasti sabbiosi sfondati e ellinoi tali max p 2-3cm. Strato puro unico - Aterramento di sabbia bruno-sabbiosa.	-16.10		8 9	
		-20.00		10	
	FINIS SONDAGGIO				

DECRETO DI CONCESSIONE N°52506 DEL 11/10/2004; FILASCI

<input type="checkbox"/> CAMPIONE RIMANEGGIATO <input checked="" type="checkbox"/> CAMPIONE RIMANEGGIATO DA S.P.T. <input checked="" type="checkbox"/> CAMPIONE RIMANEGGIATO DA VANE TEST <input type="checkbox"/> SPEZZIONE DI CAROTA <input type="checkbox"/> CAMPIONE INDISTURBATO PARETI SOTTILI <input type="checkbox"/> CAMPIONE INDISTURBATO A PISTONE <input type="checkbox"/> CAMPIONE INDISTURBATO ROTATIVO										RILIEVO H <sub>2</sub> O DURANTE LA PERFORAZIONE						NOTE
PROVE IN FORO		MANICINA DI CROMOGGIO	T.C.R. %	S.C.R. %	R.Q.D. %	DIMENSIONE SPEZZIONI			PROVE NUMERO PROFONDIITA' m s.p.t.	STRUMENTAZIONE Piezometro di CASAGRANDE	METODO DI PERFORAZIONE	ATTREZZO DI PERFORAZIONE	RIVESTIMENTO			
N	H					< 5 cm	5-10 cm	> 10 cm								
9	1.50															
5	3 = 1.45															
3	3.00															
3	3 = 3.15															
4	4.50															
2	2 = 4.95															
4	7.00															
2	2 = 7.45															
5	9.00															
8	8 = 9.45															
5	12.50															
6	6 = 12.95															
7	14.00															
6	6 = 14.95															
4	15.50															
5	5 = 15.95															
3	17.00															
4	4 = 17.45															
6	19.50															
5	5 = 19.95															

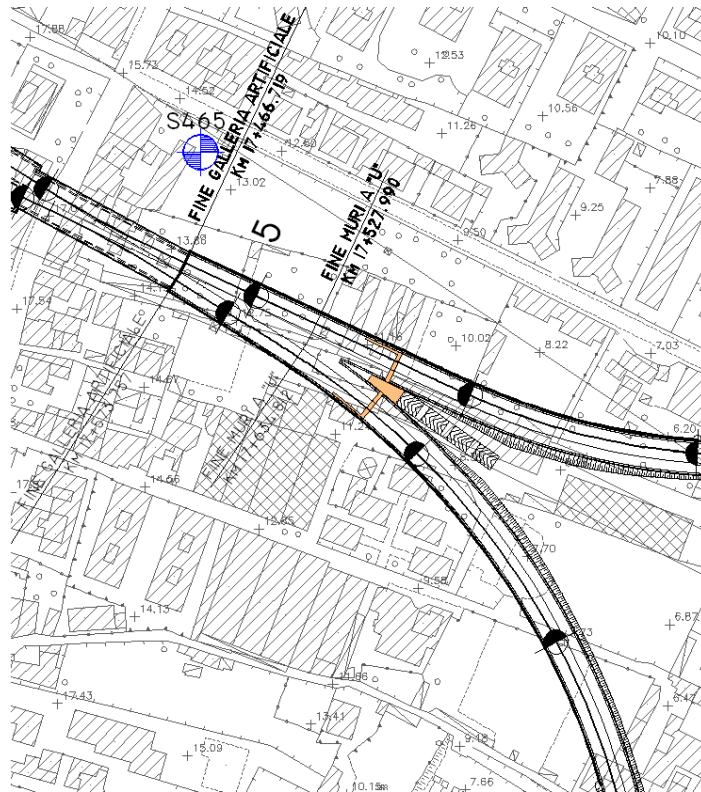
MATERIALE  
DEPOSITO IN  
N° 4 CASSETTE

3/09 solo  
BIVIO GAZZI

©I CERTIFICATI DI CUI AL SETTORE C, PROVE IN SITO, ART. 8 D.P.R. 246/93



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011



**Figura 4 –Stralcio planimetrico relativo alla posizione del sondaggio richiamato**

La descrizione della litologia riportata nel seguito è tratta dalla relazione geotecnica generale (CG0800PRBDSSBC8G000000001).

“Sono costituiti da ghiaie poligeniche ed eterometriche, giallastre o brune a clasti prevalentemente arrotondati di diametro da 2 a 30 cm, clasti sostenuti o a supporto di matrice argilloso-sabbiosa, alternate a rari sottili livelli di sabbie argillose rossastre; sabbie ciottolose a supporto di matrice argilloso-terrosa. L’età dei depositi alluvionali terrazzati è Pleistocene medio-superiore.

I depositi alluvionali recenti sono costituiti da limi e sabbie con livelli di ghiaie a supporto di matrice terroso-argillosa, talora terrazzati, localizzati in aree più elevate rispetto agli alvei fluviali attuali. La componente ruditica è rappresentata da ciottoli poligenici, prevalentemente cristallini, da spigolosi a subarrotondati di diametro tra 1 e 10 cm, mediamente di 4-5 cm. L’età dei depositi alluvionali recenti è l’Olocene.”

Sempre nel medesimo elaborato vengono infine tabulati i valori caratteristici identificativi della litologia:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0

$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19+21
N <sub>SP</sub> T (colpi/30 cm)	49±32
c' <sub>pioggia</sub> (kPa)	0
$\phi'$ <sub>pioggia</sub> (°)	37+39 (p'ff=0-272KPa) / 35+37 (p'ff=272-350KPa)
C <sub>qv</sub> ' (kPa)	0
$\phi_{qv}'$ (°)	33+35
OCR	-
c <sub>u</sub> (kPa)	-
k <sub>c</sub> (-)	1-sen $\phi'$
K <sub>v</sub> (m/sec)	-
V <sub>g</sub> (m/sec)	V <sub>s</sub> =200+8·z (m/s)
G' <sub>o</sub>	$G_o = 1400 \cdot p_a \cdot \left(\frac{p'_o}{p_a}\right)^{0.64}$
E' *	$E = (10 + 25) \cdot (z)^{0.65}$
v' (-)	0.2
G <sub>0</sub> , G/G <sub>0</sub>	curve teoriche
D <sub>0</sub> , D/D <sub>0</sub>	curve teoriche
K(m/s)	10 <sup>-4</sup>

Figura 5 – caratteristiche geotecniche medie

Valori congruenti con quelli assunti nelle presenti verifiche e di seguito riportati:

	$\gamma$	c'	$\phi'$	E'	v'	k
	kN/m <sup>3</sup>	MPa	°	MPa	--	m/s
<b>Sedimenti fluviali e costieri</b>	18	0.00	37	$9 \cdot z^{0.80} E_{min}$ per z=3.00 m	0.2-0.3	-

Per quanto riguarda la presenza della falda, essa risulta alla quota di 10.70m dal piano campagna (vedasi sondaggio S465), questo significa che essa risulta essere circa 1.18m al di sopra del piano di imposta delle fondazioni delle opere in oggetto.

Per le caratteristiche dei terreni sopra riportati, secondo il DM 14/01/2008 essi possono essere classificati in via cautelativa secondo la categoria di sottosuolo C. Si ha infatti dalla relazione sismica (CG0800PRGDSSBC8G00000001) che, essendo fuori dal tratto oggetto di indagine che termina alla pk 17+3 come mostrato in figura, la categoria di sottosuolo maggiormente penalizzante risulta essere la categoria C.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

<i>Ferrovia Da 1+0 a 5+1 km - GN "S.Agata"</i>	SPPS09	<b>49</b>	<b>C</b>
	S410	<b>48</b>	<b>C</b>
	S445	<b>25</b>	<b>C</b>
	S445bis	<b>42</b>	<b>C</b>
<i>Ferrovia Da 5+1 a 5+6 km</i>	S448	<b>39</b>	<b>C</b>
	S425	<b>33</b>	<b>C</b>
<i>Ferrovia Da 5+6 a 17+3 km - GN "S.Cecilia"</i>	S449	<b>39</b>	<b>C</b>
	S450	<b>76</b>	<b>B</b>
	S451bis	<b>71</b>	<b>B</b>
	S462	<b>37</b>	<b>C</b>
	S464bis	<b>61</b>	<b>B</b>
	S458	<b>23</b>	<b>C</b>

Figura 6 – estratto dalla relazione sismica generale

### 4.3 CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITÀ DEL LUOGO

#### Coefficiente di spinta sismica del terreno

Le verifiche di sicurezza in condizioni sismiche sono state condotte con riferimento a quanto indicato nella Normativa Italiana riportata nel DM 14 gennaio 2008 (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni) e successive modificazioni.

Nel seguito si fa riferimento al documento “Allegato A alle Norme Tecniche per le Costruzioni: Pericolosità Sismica”. In base a tale documento, l’azione sismica sulle strutture è valutata a partire da una “pericolosità sismica di base” in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

La “pericolosità sismica di base”, costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 delle “Nuove Norme Tecniche per le costruzioni”), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , come definite nel § 3.2.1 (della precedente Normativa), nel periodo di riferimento  $V_R$  (definito al § 2.4 del NTC).

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

$T_c$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta in modo da renderla compatibile con le “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” e da dotarla di un sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici, che in termini temporali; tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- i termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi del “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 Km);
- per diverse probabilità di superamento e/o diversi periodi di ritorno  $T_R$  ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L’azione sismica così individuata viene successivamente variata per tenere conto delle modifiche prodotte da condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Nel seguito si riportano i valori e gli spettri di risposta considerati per il sito in oggetto che viene identificato attraverso le coordinate ISTAT:

Longitudinale 15.540

Latitudine: 38.163

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 15,54000      LATITUDINE: 38,16300

Ricerca per comune

REGIONE: Piemonte      PROVINCIA: Torino      COMUNE: Agliè

Elaborazioni grafiche  
 Grafici spettri di risposta  
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche  
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Controllo sul reticolo  
 Sito esterno al reticolo  
 Interpolazione su 3 nodi  
 Interpolazione corretta

Interpolazione  
 superficie rigata

km7,5  
 -7,5      7,5      km

44987      44988  
 45208      45210

...a "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, a "Ricerca per coordinate".

INTRO      **FASE 1**      FASE 2      FASE 3

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$       100      info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_d$       2      info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$       200      info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$       info

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	120
SLD - $P_{VR} = 63\%$	201

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	1898
SLC - $P_{VR} = 5\%$	2475

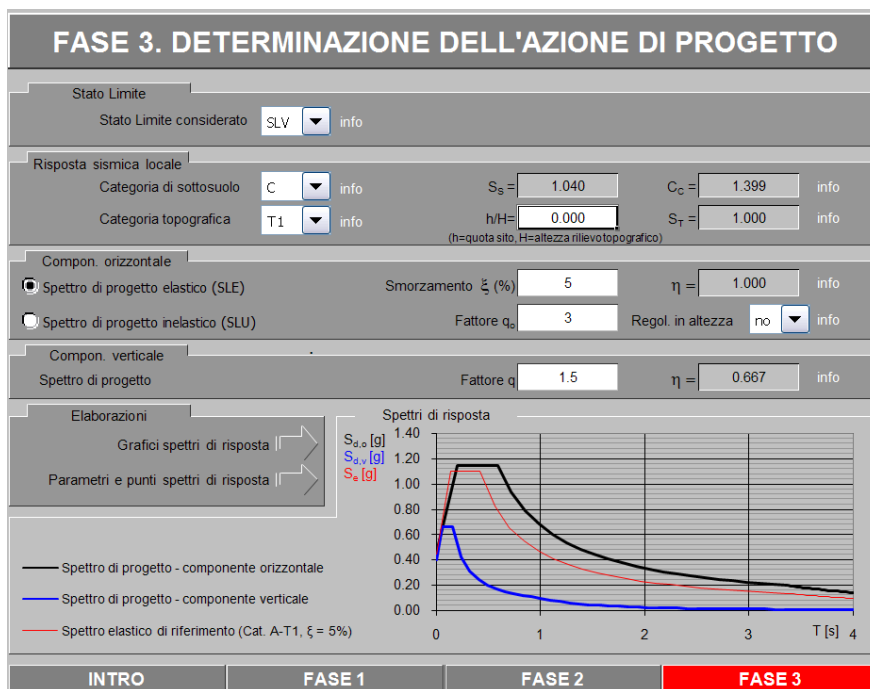
Elaborazioni  
 Grafici parametri azione  
 Grafici spettri di risposta  
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- .....□..... Strategia scelta

INTRO      FASE 1      **FASE 2**      FASE 3



Trattandosi di opere di linea con altezze superiori ai 5.00 m, in accordo con i criteri di progettazione approvati, sono stati assunti come valori di riferimento per la stima dell'accelerazione sismica di progetto:

- Vita nominale ( $V_N$ )= 100 anni
- Coefficiente d'uso della costruzione ( $C_u$ )= 2.00 (Classe d'uso: IV)

Da cui risulta un periodo di riferimento per la costruzione di 200 anni.

Si è inoltre considerata una categoria topografica T1 in quanto si è in presenza di un pendio con pendenza media inferiore ai 15°.

Sempre in analogia alle linee guida emanate nel caso sismico sono state analizzate le condizioni di Stato Limite di Vita (SLV) e di Stato Limite di Danno (SLD), da cui risultano le accelerazioni al suolo di seguito riportate:

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,444 g
$F_0$	2,480
$T_c$	0,419 s
$S_B$	1,040
$C_c$	1,399
$S_T$	1,000
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,040
$\eta$	1,000
$T_B$	0,195 s
$T_c$	0,586 s
$T_D$	3,375 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_B \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c' \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,461
$T_B \leftarrow$	0,195	1,144
$T_c \leftarrow$	0,586	1,144
	0,719	0,933
	0,852	0,787
	0,985	0,681
	1,117	0,600
	1,250	0,536
	1,383	0,485
	1,516	0,442
	1,648	0,407
	1,781	0,376
	1,914	0,350
	2,047	0,328
	2,180	0,308
	2,312	0,290
	2,445	0,274
	2,578	0,260
	2,711	0,247
	2,844	0,236
	2,976	0,225
	3,109	0,216
	3,242	0,207
$T_D \leftarrow$	3,375	0,199
	3,405	0,195
	3,434	0,192
	3,464	0,189
	3,494	0,185
	3,524	0,182
	3,553	0,179
	3,583	0,176
	3,613	0,173
	3,643	0,171
	3,672	0,168
	3,702	0,165
	3,732	0,162
	3,762	0,160
	3,792	0,157
	3,821	0,155
	3,851	0,153
	3,881	0,150
	3,911	0,148
	3,940	0,146
	3,970	0,144
	4,000	0,141

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLD

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
$a_g$	0,170 g
$F_0$	2,358
$T_c$	0,333 s
$S_B$	1,459
$C_c$	1,510
$S_T$	1,000
$q$	1,000

#### Parametri dipendenti

$S$	1,459
$\eta$	1,000
$T_B$	0,167 s
$T_C$	0,502 s
$T_D$	2,281 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c' \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,249
$T_B \leftarrow$	0,167	0,586
$T_C \leftarrow$	0,502	0,586
	0,587	0,501
	0,672	0,438
	0,756	0,389
	0,841	0,350
	0,926	0,318
	1,011	0,291
	1,095	0,269
	1,180	0,249
	1,265	0,233
	1,349	0,218
	1,434	0,205
	1,519	0,194
	1,604	0,184
	1,688	0,174
	1,773	0,166
	1,858	0,158
	1,942	0,151
	2,027	0,145
	2,112	0,139
	2,197	0,134
$T_D \leftarrow$	2,281	0,129
	2,363	0,120
	2,445	0,112
	2,527	0,105
	2,609	0,099
	2,691	0,093
	2,772	0,087
	2,854	0,082
	2,936	0,078
	3,018	0,074
	3,100	0,070
	3,182	0,066
	3,263	0,063
	3,345	0,060
	3,427	0,057
	3,509	0,055
	3,591	0,052
	3,673	0,050
	3,754	0,048
	3,836	0,046
	3,918	0,044
	4,000	0,042

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### 4.4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Le verifiche geotecniche (GEO) e strutturali (STR) vengono effettuate facendo riferimento al metodo semi-probabilistico agli stati limite, in cui la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

Vengono considerati sia gli stati limite ultimi, che sono quelli associati al collasso della struttura (o dell'insieme struttura-terreno) o alla rottura di parti di essa, sia gli stati limite di esercizio, che corrispondono a condizioni oltre le quali specifiche richieste d'uso per una struttura o per un elemento strutturale non sono più soddisfatte.

Le verifiche di sicurezza vengono condotte secondo il metodo dei coefficienti parziali: l'affidabilità viene ottenuta verificando che, in tutte le situazioni progettuali significative, gli stati limite non vengono raggiunti quando i valori di progetto delle azioni, delle proprietà del materiale e dei dati geometrici sono introdotti nei modelli progettuali, questo si traduce nell'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto del sistema geotecnico, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto  $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$  delle azioni o direttamente  $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$ .

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{Mi}$  e  $\gamma_{Fj}$ , associati rispettivamente al materiale  $i$ -esimo e all'azione  $j$ -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

Il non raggiungimento delle situazioni limite è da intendersi in senso probabilistico, cioè implicitamente si assume che la probabilità di raggiungere una certa situazione limite, durante la vita nominale della struttura (o durante l'orizzonte temporale di riferimento nel caso di una fase transitoria), sia inferiore ad un valore prefissato, comunque piccolo.

In particolare, per i muri di sostegno si considereranno i seguenti stati limite ultimi:

SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO) E DI EQUILIBRIO DI CORPO RIGIDO (EQU):

- Instabilità globale dell'insieme terreno-opera: (A2+M2+1).
- Scorrimento sul piano di posa della fondazione (A2+M2+1)
- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno (A2+M2+1)
- Ribaltamento ( $A_{EQU}$ +M2+1)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

SLU DI TIPO STRUTTURALE (STR):

- Raggiungimento della resistenza strutturale delle opere (A1+M1+1)

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

Per il rilevato stradale deve essere implementata, allo stato limite ultimo la verifica di stabilità globale secondo l'approccio 1 in combinazione 2 (A2+M2+R2), dove:

**Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.**

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

#### 4.4.1 VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le azioni che agiscono sulle strutture possono venire classificate secondo la loro variazione nel tempo in:

- permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
  - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente;
  - forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti dei carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) ( $G_1$ );
  - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali ( $G_2$ );
  - spostamenti o deformazioni imposte, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
  - pretensione e precompressione (P);
  - ritiro e viscosità;
  - spostamenti differenziali;
- variabile (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
  - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
  - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

- nominale della struttura;
- eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
    - incendi;
    - esplosioni;
    - urti ed impatti.
  - sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

Tutte le azioni variabili che agiscono sulla struttura vengono introdotte nei calcoli di verifica in termini di un *valore caratteristico*  $Q_k$ , ossia il valore corrispondente ad un frattile pari al 95% della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini  $Q_{kj}$  rappresentano le azioni variabili, della combinazione, con  $Q_{k1}$  azione variabile dominante e  $Q_{k2}$ ,  $Q_{k3}$ ,... azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili  $Q_{kj}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  i cui valori sono forniti nella tabella 2.5.I delle NTC08.

Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente  $\psi_{2j}Q_{kj}$ : la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente  $\psi_{1j}Q_{kj}$ : il valore corrispondente al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;
- valore raro (o di combinazione)  $\psi_{0j}Q_{kj}$ : il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

Nel caso in cui la caratterizzazione stocastica dell'azione considerata non sia disponibile, si può assumere il valore nominale. Nel seguito sono indicati con il pedice  $k$  i valori caratteristici; senza pedici  $k$  i valori nominali.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$Y_{G1} \cdot G_1 + Y_{G2} \cdot G_2 + Y_P \cdot P + Y_{Q1} \cdot Q_{k1} + Y_{Q2} \cdot Q_{k2} \cdot \psi_{02} + Y_{Q3} \cdot Q_{k3} \cdot \psi_{03} + \dots$$

- **Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{Q2} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{03} + \dots$$

- **Combinazione frequente**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{23} + \dots$$

- **Combinazione quasi permanente (SLE)**, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{23} + \dots$$

- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{23} + \dots$$

- **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$ :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + Q_3 \cdot \psi_{23} + \dots$$

Nelle combinazioni per gli SLE, si intende che vengono omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  sono dati nel paragrafo seguente mentre quelli dei coefficienti  $\psi$  nella tabella sotto.

**Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

#### 4.4.2 STATI LIMITE ULTIMI: COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$R_d \geq E_d$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \cdot \left[ \gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Ovvero:

$$E_d = \gamma_E \cdot E \cdot \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con  $\gamma_E = \gamma_F$  e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R \cdot \left[ \gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Gli effetti delle azioni e delle resistenze sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$  dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ .

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come  $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ .

Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

Le verifiche vengono eseguite per le condizioni di carico più gravose che possono agire sulla struttura ed adottando le combinazioni ed i coefficienti parziali riportati nelle immagini seguenti.

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{G3}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Figura 7 – coefficienti parziali da NTC 08**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
		$\gamma_M$		
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_\varphi$	1,0	1,25
<i>Coazione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Figura 8– coefficienti parziali da NTC 08**

#### 4.4.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO: COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Le verifiche agli stati limite di esercizio vengono eseguite adottando coefficienti parziali unitari.

#### 4.4.4 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A.

##### 4.4.4.1 Verifica a pressoflessione – SLU

###### RESISTENZA DI CALCOLO A COMPRESIONE DEL CALCESTRUZZO

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

dove:

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

$$\gamma_c = 1.5$$

###### RESISTENZA DI CALCOLO A TRAZIONE DEL CALCESTRUZZO

$$f_{ctd} = f_{ctm} / \gamma_c$$

###### RESISTENZA DI CALCOLO DELL'ACCIAIO

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

dove:

$$\gamma_s = 1.15$$

##### 4.4.4.2 Verifica a pressoflessione – SLE

Si hanno i seguenti limiti per le tensioni in esercizio:

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### Combinazione Rara/Frequente

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_s = 0.8 \cdot f_{yk}$$

#### Combinazione Quasi Permanente

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck}$$

$$\sigma_s = 0.8 \cdot f_{yk}$$

#### **4.4.4.3 Verifica a fessurazione**

Le ampiezze delle fessure verranno contenute nei seguenti limiti, per combinazioni di carico frequenti.

Aperture fessure  $\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

#### **4.4.4.4 Verifica a taglio**

Affinché possa risultare non necessaria l'armatura trasversale resistente a taglio devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

$$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Dove:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

d = altezza utile della sezione (mm)

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = \text{tensione media di compressione nella sezione} (\leq 0.02 \cdot f_{cd})$$

$b_w$  = larghezza minima della sezione (mm)

Nel caso in cui le condizioni sopra non siano soddisfatte, La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> PROGETTO DEFINITIVO		
BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE		Codice documento SF0283_F0	Rev F0	Data 20/06/2011

La verifica di resistenza si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \sigma_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

$A_{sw}$ : area dell'armatura trasversale;

s: interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$ : angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$\theta$ : angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo;

$$f_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd};$$

$\sigma_c$  coefficiente maggiorativo = 1 per membrane non compresse

$$1 + \sigma_{cp}/f_{cd} \quad 0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \cdot f_{cd}$$

$$1.25 \quad 0.25 \cdot f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$2.5 \cdot (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad 0.5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

## 5 ELABORATI DI RIFERIMENTO

Gli elaborati a cui fanno riferimento le opere descritte nella presente relazione sono i seguenti:

COLLEGAMENTI VERSANTE SICILIA															
39	COLLEGAMENTI FERROVIARI - OPERE CIVILI														
39	Tracciamento pianoaltimetrico, sezioni e geometria corpo ferroviario														
46	Tratto all'aperto - Bivio Gazzi														
46	Relazione descrittiva		SINA	CG0700	P	RG	D	S	FC	L2	TA	00	00	00	01
46	tabulato movimento materie		SINA	CG0700	P	TT	D	S	FC	L2	TA	00	00	00	01
46	Muri a U - Relazione di calcolo e verifiche geotecniche	1:200	SINA	CG0700	P	CL	D	S	FC	L2	TA	00	00	00	01
46	Muri a U - Pianta, prospetti, sezioni e particolari	varie	SINA	CG0700	P	P9	D	S	FC	L2	TA	00	00	00	01
46	Muri di contenimento - Relazione di calcolo e verifiche geotecniche	1:200	SINA	CG0700	P	CL	D	S	FC	L2	TA	00	00	00	02
46	Muri di contenimento - Pianta, prospetti, sezioni e particolari - Tav.2	varie	SINA	CG0700	P	P9	D	S	FC	L2	TA	00	00	00	03
46	Muri a U e di contenimento - Relazione tecnico descrittiva		SINA	CG0700	P	RG	D	S	FC	L2	TA	00	00	00	03
46	Muri a U e di contenimento - Scheda riassuntiva di rintracciabilità delle opere		SINA	CG0700	P	SH	D	S	FC	L2	TA	00	00	00	01

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Altri elaborati di riferimento per la progettazione delle opere sono:

Elaborato	Codifica
Relazione geotecnica generale versante sicilia	CG0800PRBDSSBC8G000000001
Relazione sismica generale	CG0800PRGDSSBC8G000000001
Relazione idrogeologica	CG0800PRGDSSBC6G000000003
Carta idrogeologica versante sicilia	CG0800PN5DSSBC6G000000009
Carta idrogeologica versante sicilia	CG0800PN5DSSBC6G000000010
Carta idrogeologica versante sicilia	CG0800PN5DSSBC6G000000011
Carta idrogeologica versante sicilia	CG0800PN5DSSBC6G000000012
Tracciato ferroviario - b.p. - profilo geologico geotecnico dal km 16+900 al km 18+200	CG0800PF6DSSBC6TF000000039
Tracciato ferroviario - b.d. - profilo geologico geotecnico dal km 16+900 al km 18+100	CG0800PF6DSSBC6TF000000046

## 6 ANALISI MURI DI SOSTEGNO H max = 7.95m

Si esegue nel seguito l'analisi geotecnica e strutturale dei muri di altezza massima pari a 7.95 m e ciabatta di fondazione avente spessore pari a 100 cm.

Si sono considerate fondazioni orizzontali, demandando allo sbancamento del materiale in sito il compito di realizzare detto piano di appoggio.

Il paramento verticale è inclinato secondo una pendenza di 1 su 10, determinando pertanto un allargamento alla base della parete.

Le verifiche sono state condotte in condizioni drenate avendo considerato la messa in opera di idonei sistemi di drenaggio in grado di smaltire eventuali acque piovane che potrebbero infiltrarsi all'interno del rilevato.

Le caratteristiche geometriche del manufatto sono le seguenti:

$$H_{\max} = 7.95 \text{ m}$$

$$L_{\text{fondazione}} = 7.00 \text{ m}$$

$$S_{\text{fondazione}} = 1.00 \text{ m}$$

$$S_{\text{balzovalle}} = 0.50 \text{ m}$$

$$S_{\text{testa muro}} = 0.45 \text{ m}$$

### 6.1 ANALISI DEI CARICHI

Analisi in condizioni statiche per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

mensola della fondazione (zona a monte)

- spinta statica esercitata dal terreno
- spinta esercitata dal vento e dal carico areodinamico su BFA di altezza  $h = 2.50$  m ( $q=2.5$  kN/mq);
- sovraccarico accidentale distribuito di  $24.24$  kN/m<sup>2</sup>

Per l'analisi dei carichi stradali al di sopra del rilevato si è proceduto considerando l'opera caratterizzata da carichi concentrati di ponti di II categoria ovvero pari a  $Q_{1k} = 300$  kN per asse. I carichi sono stati analizzati (cautelativamente) in funzione dell'altezza significativa del muro che è di  $7.35$  m.

In questo caso, considerando il paragrafo C5.1.3.3.7.1 della Circolare 02/02/2009 si ha:

<b>SCHEMA DI CARICO</b>		<b>1</b>	
<b>Rif. C5 1.3.3.7.1</b>			
Q		600	kN
a		3	m
b		2,2	m
A		6,6	mq
<b>Da cui</b>			
carico distribuito	pv =	90,91	kN/mq
<b>Nota</b>			
angolo diffusione carico	$\alpha =$	30	°
H muro	H =	7,35	m
<b>Da cui</b>			
	a' =	7,24	m
	b' =	10,69	m
	A' =	77,41	mq
	p'v =	7,75	kN/mq
<b>Nota</b>			
coefficiente spinta attiva	Ka =	0,21	
<b>Da cui</b>			
Tensioni orizzontali nel terreno alla base del muro	$\sigma$ base muro =	19,09	kN/mq
	$\sigma'$ base muro =	1,63	kN/mq
Spinta totale	S1 =	77,09	kN
	S2 =	322,75	kN
	S <sub>tot</sub> = S1 + S2 =	399,84	kN
<b>Da cui</b>			
Carico superficiale equivalente	q <sub>prog</sub> =	<b>24,24</b>	<b>kN/mq</b>

Analisi in condizioni di sisma per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno
- sovraccarico accidentale distribuito di 12.12 kN/m<sup>2</sup>
- incremento di spinta per effetto del sisma
- forza d'inerzia orizzontale per effetto del sisma: con riferimento allo stato limite di



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

Salvaguardia della Vita (SLV), il relativo coefficiente di riduzione  $\beta_m$  dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a 0.462 g (si veda tabella 7.11.I delle NTC 2008). I coefficienti sismici orizzontale e verticale, necessari alla definizione delle azioni sismiche agenti sull'opera risultano pari rispettivamente a:

$$k_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g/g = 0.31 \cdot 1.040 \cdot 1.000 \cdot 0.444 = 0.143$$

$$k_v = k_h \cdot 1/2 = 0.072$$

## 6.2 MODELLO DI CALCOLO

### 6.2.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Nei paragrafi che seguono si riporta la valutazione di ciascuna delle azioni considerate per la verifica dell'opera in oggetto.

#### **Spinta statica del terreno**

La spinta statica dovuta al terreno presente a tergo dell'opera è stata calcolata mediante l'espressione:

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot K_a$$

dove  $h$  rappresenta la profondità alla quale viene calcolata la spinta,  $\gamma_t$  è il peso specifico del terreno e il coefficiente  $K_a$  è dato dalla teoria di Coulomb:

con:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta + \beta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - i)}{\cos(\delta + \beta) \cos(i - \beta)}} \right]}$$

$\beta$ : angolo che l'intradosso del muro forma con la verticale

$i$ : inclinazione del terreno a tergo del muro.

Tale spinta è applicata a 1/3 dell'altezza di riferimento  $h$ , ed è inclinata rispetto alla perpendicolare al paramento dell'angolo  $\delta$ .

In presenza di falda la spinta è stata valutata considerando il peso di volume del terreno alleggerito ( $\gamma'_t = \gamma_t - \gamma_w$ ).

#### **Spinta del terreno per effetto dei sovraccarichi**

La spinta per effetto dei sovraccarichi presenti in superficie, a monte del muro, è stata calcolata mediante l'espressione:

$$F_q = q \cdot h \cdot K_a$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

dove  $q$  rappresenta il valore del sovraccarico agente in superficie ( $\text{kN/m}^2$ ),  $h$  la profondità alla quale viene calcolata la spinta (m) e il coefficiente  $K_a$  è calcolato come sopra.

Tale spinta è applicata a 1/2 dell'altezza di riferimento  $h$ , ed è inclinata rispetto alla perpendicolare al paramento dell'angolo  $\delta$ .

### **Azioni del terreno in condizioni sismiche**

Per l'analisi della spinta delle terre sotto l'azione sismica, il criterio adottato è quello di Mononobe-Okabe (1929). Questo criterio, che può essere considerato come un'estensione in campo dinamico del criterio di Coulomb, ne assume sostanzialmente le ipotesi, in più considera che il cuneo di terreno compreso tra le superfici di rottura e la parete del muro ("cuneo di rottura"), si comporta come un corpo rigido soggetto ad una accelerazione orizzontale ed una verticale uniformi all'interno del cuneo stesso.

Detto  $W$  il peso del cuneo di rottura, l'effetto sismico è portato in conto come una forza statica equivalente (pseudo-statica) di componenti  $K_h \times W$  in orizzontale e  $\pm K_v \times W$  in verticale.

Considerando un terreno fuori falda, detto  $\theta$  l'angolo:

$$\theta = \arctan \frac{K_h}{1 + K_v}$$

I coefficienti di spinta vengono così espressi:

per  $\varepsilon \leq \varphi' - \theta$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}^2(\psi) \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \text{sen}(\varphi' - \theta - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

per  $\varepsilon > \varphi' - \theta$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}^2(\psi) \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}^2(\psi) \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi') \text{sen}(\varphi' - \theta + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \theta) \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

La spinta del terreno in condizioni sismiche, si assume pertanto:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_w) K_a H^2$$

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_w) K_p H^2$$

Si evidenzia che, ai sensi della Normativa Vigente, non si è considerato il contributo stabilizzante della resistenza passiva di valle.

### **Metodo equilibrio limite (LEM)**

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio ( $\tau$ ) e confrontate con la resistenza disponibile ( $\tau_f$ ), valutata secondo il criterio di rottura di *Coulomb*, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza  $F = \tau_f / \tau$ .

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (*Culman*), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (*Fellenius, Bishop, Janbu ecc.*).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

#### Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a  $n$ , il problema presenta le seguenti incognite:

$n$  valori delle forze normali  $N_j$  agenti sulla base di ciascun concio;

$n$  valori delle forze di taglio alla base del concio  $T_j$

$(n-1)$  forze normali  $E_j$  agenti sull'interfaccia dei conci;

$(n-1)$  forze tangenziali  $X_j$  agenti sull'interfaccia dei conci;

$n$  valori della coordinata  $a$  che individua il punto di applicazione delle  $E_j$ ;

$(n-1)$  valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle  $X_j$ ;

una incognita costituita dal fattore di sicurezza  $F$ .

Complessivamente le incognite sono  $(6n-2)$ .

*mentre le equazioni a disposizione sono:*

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Equazioni di equilibrio dei momenti  $n$   
Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale  $n$   
Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale  $n$   
Equazioni relative al criterio di rottura  $n$   
Totale numero di equazioni  $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a  
 $i = (6n-2)-(4n) = 2n-2$ .

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a  $(n-2)$  in quando si fa l'assunzione che  $N_j$  sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le  $(n-2)$  indeterminazioni.

### **Metodo di BISHOP (1955)**

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$\Sigma F_v = 0$ ,  $\Sigma M_0 = 0$ , Criterio di rottura.

$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di  $F$  e di  $\Delta X$  per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre  $\Delta X = 0$  ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 6.3 VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO

Le verifiche implementate hanno riguardato sia la stabilità dell'opera che la sua integrità strutturale a seguito delle sollecitazioni di progetto, e sono state condotte sulla sezione più alta tra quelle previste.

Si riporta nel seguito una sintesi dei coefficienti di sicurezza ottenuti dalle schede di calcolo.

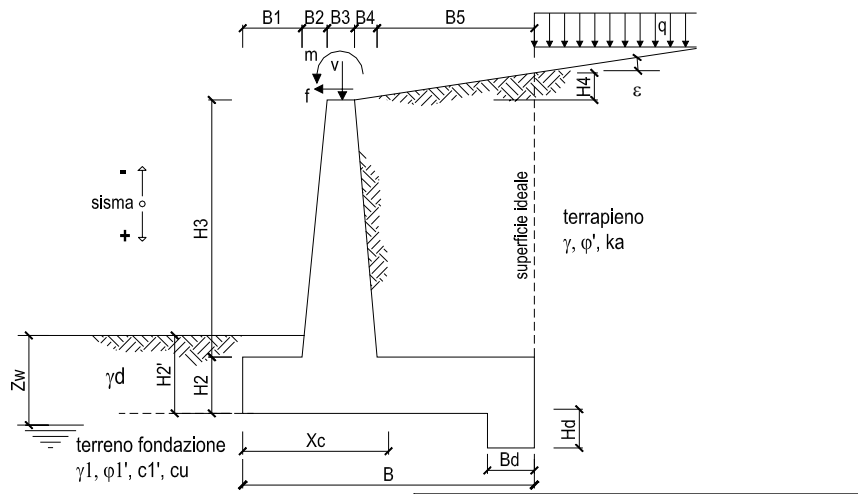
TIPOLOGIA MURO	TIPO VERIFICA	CONDIZIONE		
		STATICA	SISMICA +	SISMICA -
Muro contenimento H = 7.95 m	Ribaltamento (EQU)	7.60	5.20	3.02
	Scorrimento (GEO)	3.41	2.37	2.16
	Capacità portante (GEO)	5.73	3.34	3.19
	STR	Ok	Ok	Ok
	stabilità globale opera	2.105	1.747	

Si allegano nel seguito le schede di calcolo; queste riportano i parametri geotecnici dei terreni presenti a ridosso e in fondazione al muro, le caratteristiche geometriche del manufatto, l'entità dei sovraccarichi agenti, tutti i pesi delle singole parti del muro e del terreno, le componenti verticali e orizzontali delle spinte agenti sul muro, le forze d'inerzia orizzontali e l'incremento di spinta dovuto al sisma (nel caso di verifiche sismiche).

I risultati dell'elaborazione sono riferiti sia all'elevazione del muro sia alla struttura completa di fondazione. Sono evidenziate le sollecitazioni nella sezione strutturale dell'elevazione del muro all'attacco con la fondazione, e nelle sezioni delle mensole di monte e di valle della fondazione in attacco con l'elevazione. Il tabulato fornisce quindi i risultati delle verifiche a ribaltamento e a scorrimento e i valori delle pressioni trasmesse al terreno alla quota di intradosso della fondazione.

## 6.4 TABULATI MURO DI SOSTEGNO H = 7.95 m

Lo schema secondo il quale vengono inserite le caratteristiche geometriche dell'opera è il seguente:



In tutte le verifiche allo stato limite ultimo i le azioni ed i terreni sono stati fattorizzati come previsto da normativa; inoltre cautelativamente per le verifiche strutturali si è assunta come classe di resistenza del calcestruzzo la C 25/30 prevista per le opere di fondazione.

### DATI DI PROGETTO:

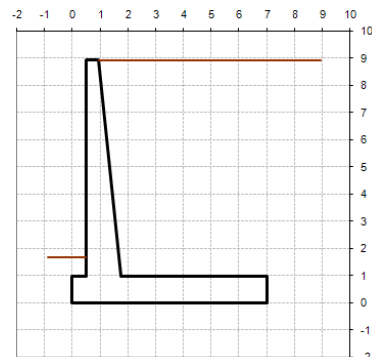
#### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	7.95	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.45	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.80	(m)

#### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	7.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	5.25	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	3.50	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{ds}$ =	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	-----------------	-------	----------------------



**Combinazioni coefficienti parziali di verifica**

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input checked="" type="radio"/>
	SLE (DM88)			<input type="radio"/>
altro			<input type="radio"/>	

Dati Geotecnici				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STRIGEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi'$	37.00	37.00	31.08	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	18.00	18.00	18.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	18.50	18.50	15.54	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni			<input checked="" type="radio"/> drenato	<input type="radio"/> Non Drenato		
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c'$	0.00	0.00	0.00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi_1'$	37.00	37.00	31.08	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_1$	18.00	18.00	18.00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$	18.00	18.00	18.00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	12.00			
Modulo di deformazione			E	21670			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_s/g$	0.444	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.04	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.1431456	(-)
	Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.0716	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si

		SLE		STRIGEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	$k_a$	0.227	0.227		0.289	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	$k_{as+}$	0.305	0.305		0.379	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	$k_{as-}$	0.320	0.320		0.395	
	Coeff. Di Spinta Passiva	$k_p$	4.023	4.023		3.135	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	$k_{ps+}$	3.747	3.747		2.888	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	$k_{ps-}$	3.703	3.703		2.848	

Carichi Agenti				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STRIGEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	$q_p$	0.00	0.00	0.00	
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	$f_p$	0.00	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	$v_p$	0.00	0.00	0.00	
Momento in Testa permanente			$m_p$	0.00	0.00	0.00	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	$q$	24.24	36.36	36.36	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	$f$	2.50	3.75	3.75	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	$v$	0.00	0.00	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	$m$	0.00	0.00	0.00	
	Coefficienti di combinazione			condizione frequente $\Psi_1$	0.80	condizione quasi permanente $\Psi_2$	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	$q_s$	12.12			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	$f_s$	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	$v_s$	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	$m_s$	0.00			

### 6.4.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche al ribaltamento che verranno mostrate fanno riferimento alla combinazione ( $A_{EQU}+M2+1$ ). In via cautelativa, nell'ambito delle verifiche a scorrimento non si tiene in considerazione del contributo resistente legato alla coesione del terreno.

**FORZE VERTICALI**

		SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Peso del Muro (Pm)</b>				
Pm1 =	$(B2*H3*ycls)/2$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3*H3*ycls)$	(kN/m) 89.44	89.44	80.49
Pm3 =	$(B4*H3*ycls)/2$	(kN/m) 79.50	79.50	71.55
Pm4 =	$(B*H2*ycls)$	(kN/m) 175.00	175.00	157.50
Pm5 =	$(Bd*hd*ycls)$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m) 343.94	343.94	309.54
<b>- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)</b>				
Pt1 =	$(B5*H3*y)$	(kN/m) 751.28	751.28	676.15
Pt2 =	$(0.5*(B4+B5)*H4*y)$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4*H3*y)/2$	(kN/m) 57.24	57.24	51.52
Sovr =	$qp * (B4+B5)$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m) 808.52	808.52	727.66
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q * (B4+B5)$	(kN/m) 146.652	219.978	
Sovr acc. Sism	$qs * (B4+B5)$	(kN/m) 73.326		

**MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO**

		SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Muro (Mm)</b>				
Mm1 =	$Pm1*(B1+2/3 B2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2*(B1+B2+0.5*B3)$	(kNm/m) 64.84	64.84	58.36
Mm3 =	$Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m) 96.73	96.73	87.05
Mm4 =	$Pm4*(B/2)$	(kNm/m) 612.50	612.50	551.25
Mm5 =	$Pm5*(B - Bd/2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m) 774.07	774.07	696.66
<b>- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro</b>				
Mt1 =	$Pt1*(B1+B2+B3+B4+0.5*B5)$	(kNm/m) 3286.83	3286.83	2958.15
Mt2 =	$Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kNm/m) 84.91	84.91	76.42
Msovr =	$Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m) 3371.73	3371.73	3034.56
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m) 582.9417	874.41255	
Sovr acc. Sism	$qs*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m) 291.47085		

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

<b>- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)</b>				
Ps h =	$Pm*kh$	(kN/m)		49.23
Ps v =	$Pm*kv$	(kN/m)		24.62
<b>- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)</b>				
Ptsh =	$Pt*kh$	(kN/m)		115.74
Ptsv =	$Pt*kv$	(kN/m)		57.87
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)</b>				
MPs1 h =	$kh*Pm1*(H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh*Pm2*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)		63.69
MPs3 h =	$kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kNm/m)		41.54
MPs4 h =	$kh*Pm4*(H2/2)$	(kNm/m)		12.53
MPs5 h =	$-kh*Pm5*(Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		117.76
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)</b>				
MPs1 v =	$kv*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		4.64
MPs3 v =	$kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		6.92
MPs4 v =	$kv*Pm4*(B/2)$	(kNm/m)		43.84
MPs5 v =	$kv*Pm5*(B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		55.40
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)</b>				
MPts1 h =	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)		535.02
MPts2 h =	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)		51.62
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		586.64
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)</b>				
MPts1 v =	$kv*Pt1*(H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5$	(kNm/m)		235.25
MPts2 v =	$kv*Pt2*(H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv*Pt3*(H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5$	(kNm/m)		8.81
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		244.06



**CONDIZIONE STATICA**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$$

$$Sq \text{ perm} = q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$$

$$Sq \text{ acc} = q' \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$$

	SLE	STR/GEO	EQU
(kN/m)	163.29	212.28	228.87
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	49.14	73.71	93.92

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta$$

$$Sqh \text{ perm} = Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$$

$$Sqh \text{ acc} = Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$$

(kN/m)	154.85	201.31	220.51
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	46.60	69.90	90.49

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta$$

$$Sqv \text{ perm} = Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$$

$$Sqv \text{ acc} = Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$$

(kN/m)	51.81	67.36	61.32
(kN/m)	0.00	0.00	0.00
(kN/m)	15.59	23.39	25.17

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot \gamma_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$$

(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--------	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

$$MSt1 = Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$$

$$MSt2 = Stv \cdot B$$

$$MSq1 \text{ perm} = Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$$

$$MSq1 \text{ acc} = Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$$

$$MSq2 \text{ perm} = Sqv \text{ perm} \cdot B$$

$$MSq2 \text{ acc} = Sqv \text{ acc} \cdot B$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot \gamma_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$$

	SLE	STR/GEO	EQU
( kNm/m )	461.98	600.57	657.84
( kNm/m )	362.69	471.50	429.27
( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
( kNm/m )	208.54	312.80	404.93
( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
( kNm/m )	109.15	163.72	176.16
( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

$$Mfext1 = mp + m$$

$$Mfext2 = (fp + f) \cdot (H3 + H2)$$

$$Mfext3 = (vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$$

( kNm/m )	0.00	0.00	0.00
( kNm/m )	22.38	33.56	33.56
( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$$

1243.20 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f$$

274.96 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi_1'$$

0.75 (-)

**Fs scorr.**                      **(N\*f + Sp) / T**

**3.41**                      **>**                      **1.1**

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3$$

3731.22 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$$

490.90 (kNm/m)

**Fs ribaltamento**                      **Ms / Mr**

**7.60**                      **>**                      **1**

**VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	1243.20	1463.18	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	StH + Sqh + f - Sp	274.96	274.96	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	3834.08	4708.49	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	517.11	412.62	(kNm/m)

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)**

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0'N_q'iq + 0,5'\gamma_1'B^*N_\gamma'iy$$

c'1	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	8.00		(kN/m <sup>3</sup> )
q <sub>0</sub> = γd'H <sub>2</sub> '	sovraccarico stabilizzante	18.80		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0.42	0.28	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	6.17	6.44	(m)

I valori di N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub> e N<sub>γ</sub> sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

N <sub>q</sub> = tg <sup>2</sup> (45 + φ/2)*e <sup>(n*tg(φ'))</sup>	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
N <sub>c</sub> = (N <sub>q</sub> - 1)/tg(φ')	(2+π in cond. nd)	55.63		(-)
N <sub>γ</sub> = 2*(N <sub>q</sub> + 1)*tg(φ')	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di i<sub>c</sub>, i<sub>q</sub> e i<sub>γ</sub> sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

i <sub>q</sub> = (1 - T/(N + B*c'cotgφ')) <sup>m</sup>	(1 in cond. nd)	0.61	0.66	(-)
i <sub>c</sub> = i <sub>q</sub> - (1 - i <sub>q</sub> )/(N <sub>q</sub> - 1)		0.60	0.60	(-)
i <sub>γ</sub> = (1 - T/(N + B*c'cotgφ')) <sup>m-1</sup>		0.47	0.47	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

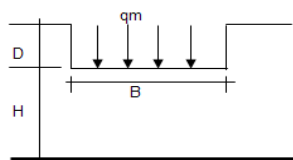
q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	1260.95	1303.64	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	---------	---------	----------------------

**FS carico limite**

$$F = q_{lim} * B^* / N$$

Nmin	<b>6.26</b>	>	<b>1.4</b>
Nmax	<b>5.73</b>	>	

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	1215.96	(kN/m)
M	306.26	(kNm/m)
e=M/N	0.25	(m)
B*	6.50	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.70	(m)
D/B* =	0.26	(m)
Hs/B* =	1.85	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2*e) = N / B^* = 191.37 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma μ<sub>0</sub> = f(D/B)

$$\mu_0 = 0.950 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità μ<sub>1</sub> = f(H/B)

$$\mu_1 = 0.63 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 34.06 \quad (\text{mm})$$

**CONDIZIONE SISMICA +**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

	SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta condizione sismica +			
Sst1 stat = $0.5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$ (kN/m)	163.29	163.29	208.07
Sst1 sism = $0.5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas - Sst1\ stat$ (kN/m)	72.65	72.65	84.54
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas +$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas +$ (kN/m)	33.13	33.13	41.09
- Componente orizzontale condizione sismica +			
Sst1h stat = Sst1 stat * cosδ (kN/m)	154.85	154.85	200.46
Sst1h sism = Sst1 sism * cosδ (kN/m)	68.89	68.89	81.44
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cosδ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cosδ (kN/m)	31.42	31.42	39.58
- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat = Sst1 stat * senδ (kN/m)	51.81	51.81	55.75
Sst1v sism = Sst1 sism * senδ (kN/m)	23.05	23.05	22.65
Ssq1v perm = Ssq1 perm * senδ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * senδ (kN/m)	10.51	10.51	11.01
- Spinta passiva sul dente			
Sp = $\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c \cdot kps^{0.5} + \gamma \cdot (1+kv) \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

	SLE	STR/GEO	EQU
- Condizione sismica +			
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd) ( kNm/m )	461.98	461.98	598.04
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+hd)/3-Hd) ( kNm/m )	205.53	205.53	242.98
MSst2 stat = Sst1v stat * B ( kNm/m )	362.69	362.69	390.25
MSst2 sism = Sst1v sism * B ( kNm/m )	161.36	161.36	158.55
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd) ( kNm/m )	140.59	140.59	177.14
MSsq2 = Ssq1v * B ( kNm/m )	73.58	73.58	77.06
MSP = $\gamma \cdot Hd^3 \cdot kps / 3 + (2 \cdot c \cdot kps^{0.5} + \gamma \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$ ( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 = mp+ms ( kNm/m )		0.00	
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2) ( kNm/m )		0.00	
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2) ( kNm/m )		0.00	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)			
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv (kN/m)	1320.31		
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh (kN/m)	420.13		
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f = tgφ1	0.75	(-)	
<b>Fs = (N*f + Sp) / T</b>	<b>2.37</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms = Mm + Mt + Mfext3 ( kNm/m )	4145.80		
Momento ribaltante (Mr)			
Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSP+MPs+Mpts ( kNm/m )	797.23		
<b>Fr = Ms / Mr</b>	<b>5.20</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc) (kN/m)	1320.31	1393.64	
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp (kN/m)	420.13		
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM = ΣM ( kNm/m )	3530.40	3821.87	
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M = Xc*N - MM ( kNm/m )	1090.70	1055.87	

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0'Nq'iq + 0,5\gamma'1'B'N\gamma'iy$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\varphi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
$\gamma 1'$	peso unità di volume terreno fondaz.	8.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d'H2'$	sovraccarico stabilizzante	18.80		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.83	0.76	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5.35	5.48	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$Nq = tg^2(45 + \varphi/2) * e^{(m * tg(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
$Nc = (Nq - 1) / tg(\varphi)$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	55.63		(-)
$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * tg(\varphi)$	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di ic, iq e iy sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$iq = (1 - T / (N + B * c' * cotg\varphi))^m$	(1 in cond. nd)	0.46	0.49	(-)
$ic = iq - (1 - iq) / (Nq - 1)$		0.45	0.48	(-)
$iy = (1 - T / (N + B * c' * cotg\varphi))^{m+1}$		0.32	0.32	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	823.83	853.96	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = q<sub>lim</sub>*B*/ N</b>	N <sub>min</sub>	<b>3.34</b>	>	<b>1.4</b>
		N <sub>max</sub>	<b>3.36</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA -**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica -					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	163.29	163.29	208.07
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas$	(kN/m)	50.72	50.72	56.51
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	34.68	34.68	42.88
- Componente orizzontale condizione sismica -					
Sst1h stat =	$Sst1 \cdot stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	154.85	154.85	200.46
Sst1h sism =	$Sst1 \cdot sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	48.10	48.10	54.45
Ssq1h perm =	$Ssq1 \cdot perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \cdot acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	32.89	32.89	41.31
- Componente verticale condizione sismica -					
Sst1v stat =	$Sst1 \cdot stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	51.81	51.81	55.75
Sst1v sism =	$Sst1 \cdot sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	16.09	16.09	15.14
Ssq1v perm =	$Ssq1 \cdot perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \cdot acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	11.01	11.01	11.49
- Spinta passiva sul dente					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica -					
MSst1 stat =	$Sst1h \cdot stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	( kNm/m )	461.98	461.98	598.04
MSst1 sism =	$Sst1h \cdot sism \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	( kNm/m )	143.50	143.50	162.43
MSst2 stat =	$Sst1v \cdot stat \cdot B$	( kNm/m )	362.69	362.69	390.25
MSst2 sism =	$Sst1v \cdot sism \cdot B$	( kNm/m )	112.66	112.66	105.99
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	( kNm/m )	147.19	147.19	184.87
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	77.04	77.04	80.42
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 =	$mp+ms$	( kNm/m )		0.00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	( kNm/m )		0.00
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	( kNm/m )		0.00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	1148.88	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	400.81	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi'$	0.75	(-)	
<b>Fs =</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>	<b>2.16</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	4145.80	( kNm/m )	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$	1372.53	( kNm/m )	
<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>3.02</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	1148.88	1222.21	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$	400.81		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	2941.67	3233.14	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$Xc \cdot N - MM$	1079.42	1044.59	( kNm/m )

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)**

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0'N_q'iq + 0,5'\gamma_1'B'N_\gamma'iy$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\varphi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	8.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d'H_2'$	sovraccarico stabilizzante	18.80		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.94	0.85	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5.12	5.29	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	55.63		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^*c' \cotg \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.42	0.45	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.41	0.44	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^*c' \cotg \varphi'))^{m+1}$		0.28	0.28	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	716.39	751.14	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>3.19</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>3.25</b>	>	

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 6.4.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Tali verifiche sono relative all'approccio 2 combinazione 1 (A1+M1+R1)

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

#### Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C25/30"/>		
Rck	30	(MPa)	
fck	25	(MPa)	
fcm	33	(MPa)	
Ec	31476	(MPa)	
$\alpha_{cc}$	0.85		
$\gamma_c$	1.50		

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14.17	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.56	(MPa)

#### Tensioni limite (tensioni ammissibili)

##### condizioni statiche

$\sigma_c$	11	Mpa
$\sigma_t$	260	Mpa

##### condizioni sismiche

$\sigma_c$	11	Mpa
$\sigma_t$	260	Mpa

#### Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w3"/>	0.4	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w3"/>	0.4	mm

#### Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="Fe B 44 k"/>		
f <sub>yk</sub> =	430	(MPa)	
$\gamma_s$ =	1.15		
f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / $\gamma_s$ / $\gamma_E$ =	373.91	(MPa)	
E <sub>s</sub> =	210000	(MPa)	
$\epsilon_{ys}$ =	0.18%		

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

#### Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 5.00 (cm)

#### Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c<sub>min</sub> = 2.00 (cm)

#### Interfero tra I e II strato

$\dot{l}_{I-II}$  = 5.00 (cm)

Verifica allo Stato Limite Ultimo

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

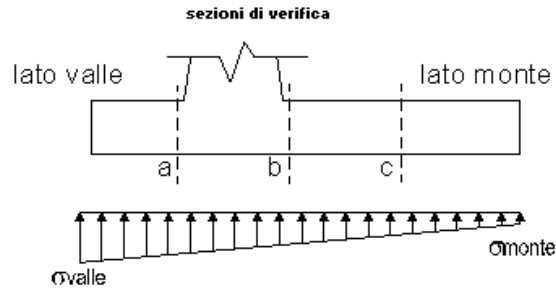
$\sigma_{valle} = N/A + M/W_{gg}$

$\sigma_{monte} = N/A - M/W_{gg}$

$A = 1.0 \cdot B = 7.00 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2/6 = 8.17 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{valle}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
statico	1243.20	517.11	240.92	114.28
	1463.18	412.62	259.55	158.50
sisma+	1320.31	1090.70	322.17	55.06
	1393.64	1055.87	328.38	69.80
sisma-	1148.88	1079.42	296.30	31.95
	1222.21	1044.59	302.51	46.69



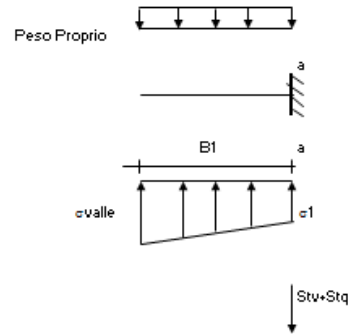
**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio, PP = 25.00 (kN/m)

$M_a = \sigma_1 \cdot B^2/2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2/3 - PP \cdot B^2/2 \cdot (1 + \sigma_1/kv)$

$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B/2 - PP \cdot B \cdot (1 + \sigma_1/kv)$

caso	$\sigma_{valle}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_a$ [kNm]	$V_a$ [kN]
statico	240.92	231.87	26.61	105.70
	259.55	252.33	29.02	115.47
sisma+	322.17	303.09	36.13	147.69
	328.38	309.91	37.15	150.80
sisma-	296.30	277.42	33.35	134.76
	302.51	284.24	33.93	137.86



**Mensola Lato Monte**

PP = 25.00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione  
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	143.10	179.46	155.22	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	143.10	179.46	155.22	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	143.10	179.46	155.22	(kN/m <sup>2</sup> )

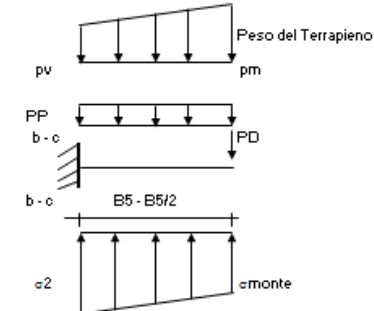
$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 + \sigma_1/kv) \cdot B^2/2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2/6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 + \sigma_1/kv) \cdot B^2/3 - (Stv + Sqv) \cdot B \cdot PD \cdot (1 + \sigma_1/kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + M_{sp} \cdot Sp \cdot H2/2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 + \sigma_1/kv) \cdot B^2/2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2/6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 + \sigma_1/kv) \cdot B^2/3 - (Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (1 + \sigma_1/kv) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + M_{sp} \cdot Sp \cdot H2/2$

$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 + \sigma_1/kv) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B/2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 + \sigma_1/kv) \cdot B/2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 + \sigma_1/kv)$

$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 + \sigma_1/kv) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B/2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 + \sigma_1/kv) \cdot B/2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 + \sigma_1/kv)$

caso	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_b$ [kNm]	$V_b$ [kN]	$\sigma_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_c$ [kNm]	$V_c$ [kN]
statico	114.28	209.26	-781.81	-123.98	161.77	-369.10	-169.69
	158.50	234.29	-761.65	-133.09	196.39	-353.04	-161.66
sisma+	55.06	255.39	-1251.57	-216.12	155.23	-539.98	-282.22
	69.80	263.74	-1256.81	-223.71	166.77	-537.62	-281.81
sisma-	31.95	230.21	-1214.01	-210.09	131.08	-520.92	-274.61
	46.69	238.56	-1195.34	-208.57	142.62	-512.58	-269.65





**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m \cdot f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \Sigma P_m \cdot (1 \pm kv)$$

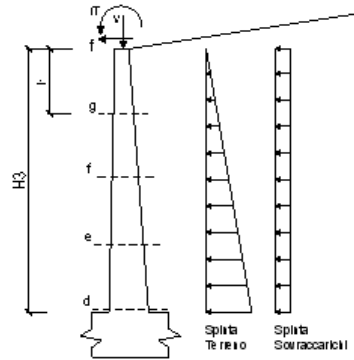
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot kh$$



**condizione statica**

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>ext</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>ext</sub> [kN/m]	N <sub>pp</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	7.95	420.92	246.81	29.81	697.54	0.00	168.94	168.94
e-e	5.96	177.58	138.83	22.36	338.76	0.00	111.80	111.80
f-f	3.98	52.61	61.70	14.91	129.22	0.00	64.59	64.59
g-g	1.99	6.58	15.43	7.45	29.46	0.00	27.33	27.33

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V <sub>ext</sub> [kN/m]	V <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	7.95	158.84	62.09	3.75	224.68
e-e	5.96	89.35	46.57	3.75	139.66
f-f	3.98	39.71	31.05	3.75	74.50
g-g	1.99	9.93	15.52	3.75	29.20

**condizione sismica +**

sezione	h [m]	Mt <sub>stat</sub> [kNm/m]	Mt <sub>sism</sub> [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>ext</sub> [kNm/m]	M <sub>inerzia</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>ext</sub> [kN/m]	N <sub>pp+inerzia</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	7.95	323.78	151.90	110.93	0.00	81.05	667.66	0.00	181.03	181.03
e-e	5.96	136.60	64.08	62.40	0.00	41.35	304.42	0.00	119.80	119.80
f-f	3.98	40.47	18.99	27.73	0.00	16.49	103.68	0.00	69.22	69.22
g-g	1.99	5.06	2.37	6.93	0.00	3.65	18.02	0.00	29.28	29.28

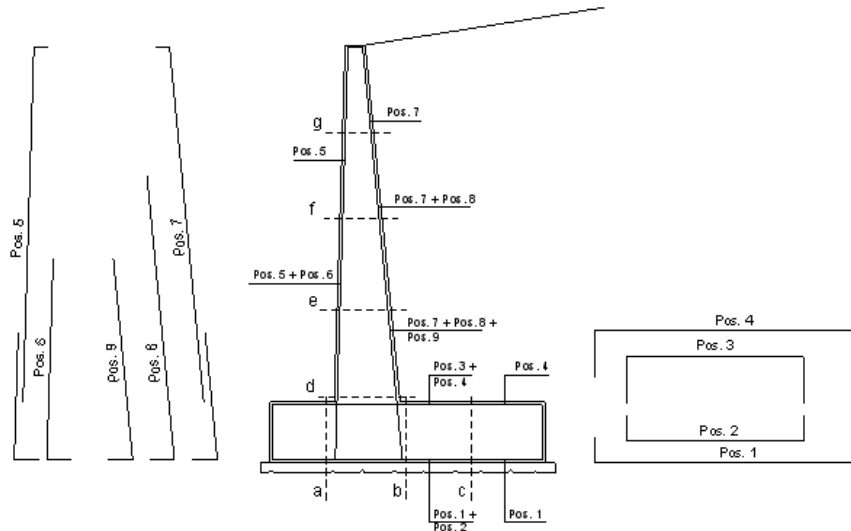
sezione	h [m]	Vt <sub>stat</sub> [kN/m]	Vt <sub>sism</sub> [kN/m]	Vq [kN/m]	V <sub>ext</sub> [kN/m]	V <sub>inerzia</sub> [kN/m]	V <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	7.95	122.18	57.32	27.91	0.00	24.18	231.59
e-e	5.96	68.73	32.24	20.93	0.00	16.00	137.90
f-f	3.98	30.55	14.33	13.95	0.00	9.25	68.08
g-g	1.99	7.64	3.58	6.98	0.00	3.91	22.11

**condizione sismica -**

sezione	h [m]	Mt <sub>stat</sub> [kNm/m]	Mt <sub>sism</sub> [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>ext</sub> [kNm/m]	M <sub>inerzia</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>ext</sub> [kN/m]	N <sub>pp+inerzia</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	7.95	323.78	106.05	116.14	0.00	81.05	627.02	0.00	156.85	156.85
e-e	5.96	136.60	44.74	65.33	0.00	41.35	288.01	0.00	103.80	103.80
f-f	3.98	40.47	13.26	29.03	0.00	16.49	99.26	0.00	59.97	59.97
g-g	1.99	5.06	1.66	7.26	0.00	3.65	17.63	0.00	25.37	25.37

sezione	h [m]	Vt <sub>stat</sub> [kN/m]	Vt <sub>sism</sub> [kN/m]	Vq [kN/m]	V <sub>ext</sub> [kN/m]	V <sub>inerzia</sub> [kN/m]	V <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	7.95	122.18	40.02	29.22	0.00	24.18	215.60
e-e	5.96	68.73	22.51	21.91	0.00	16.00	129.16
f-f	3.98	30.55	10.01	14.61	0.00	9.25	64.41
g-g	1.99	7.64	2.50	7.30	0.00	3.91	21.35

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

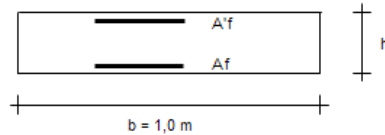


**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	10.0	24		5	5.0	26	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	5.0	18	<input type="checkbox"/>	7	5.0	26	
4	10.0	24		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

**VERIFICHE**



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	37.15	0.00	1.00	45.24	57.96	1536.88
b - b	-1256.81	0.00	1.00	57.96	45.24	1962.88
c - c	-539.98	0.00	1.00	45.24	45.24	1536.52
d - d	697.54	168.94	1.25	26.55	26.55	1253.07
e - e	338.76	111.80	1.05	26.55	26.55	1010.60
f - f	129.22	64.59	0.85	26.55	26.55	783.26
g - g	29.46	27.33	0.65	26.55	26.55	568.06

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	150.80	1.00	379.74	10	20	20	21.8	1569.30	Armatura a taglio non necessaria
b - b	223.71	1.00	412.44	10	20	20	21.8	1569.30	Armatura a taglio non necessaria
c - c	282.22	1.00	379.74	10	20	20	21.8	1569.30	Armatura a taglio non necessaria
d - d	231.59	1.25	382.94	10	20	20	21.8	1982.28	Armatura a taglio non necessaria
e - e	139.66	1.05	342.33	10	20	20	21.8	1651.90	Armatura a taglio non necessaria
f - f	74.50	0.85	300.63	10	20	20	21.8	1321.52	Armatura a taglio non necessaria
g - g	29.20	0.65	256.83	10	20	20	21.8	991.14	Armatura a taglio non necessaria

**VERIFICA A FESSURAZIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

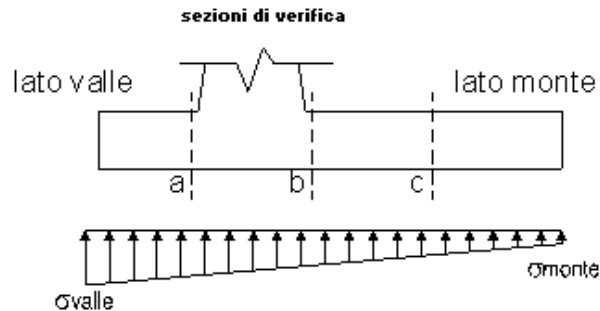
$$\sigma_{valle} = N/A + M/W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N/A - M/W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 7.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2/6 = 8.17 \quad (m^3)$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Freq.	1216.74	313.96	212.26	135.38
	1334.06	258.23	222.20	158.96
Q.P.	1204.27	190.79	195.40	148.68
	1204.27	190.79	195.40	148.68

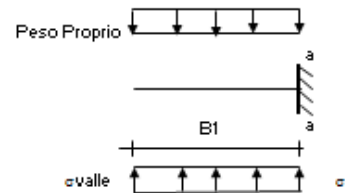


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 25.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2/2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2/3 - PP \cdot B^2/2 \cdot (1 + kv)$$

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Freq.	212.26	206.77	23.18
	222.20	217.68	24.46
Q.P.	195.40	192.06	21.16
	195.40	192.06	21.16



**Mensola Lato Monte**

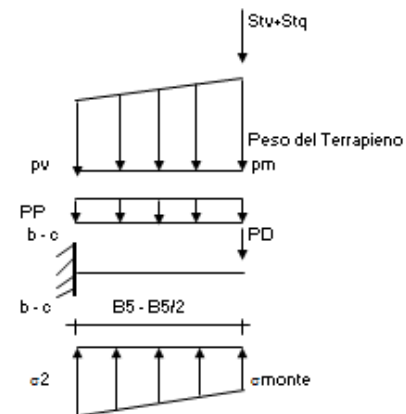
PP = 25.00 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione  
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	Nmax	Freq	Nmax	Q.P.
pm	143.10	162.49	143.10	(kN/m <sup>2</sup> )	
pvb	143.10	162.49	143.10	(kN/m <sup>2</sup> )	
pvc	143.10	162.49	143.10	(kN/m <sup>2</sup> )	

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2/2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2/6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2/3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B^2 - Bd/2) + M_{sp} \cdot Sp \cdot H^2/2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B^2/2)^2/2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B^2/2)^2/6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B^2/2)^2/3 - (Stv + Sqv) \cdot (B^2/2) \cdot PD \cdot (B^2/2 - Bd/2) + M_{sp} \cdot Sp \cdot H^2/2$$

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	$M_b$	$\sigma_{2c}$	$M_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Freq.	135.38	193.04	-523.58	164.21	-248.39
	158.96	206.39	-512.83	182.68	-239.82
Q.P.	148.68	183.72	-378.73	166.20	-182.81
	148.68	183.72	-378.73	166.20	-182.81



**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

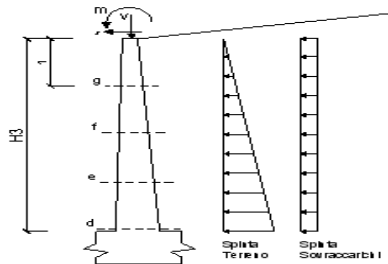
**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_t = \frac{1}{2} K_a \gamma_{soz} \cdot \gamma^2 h^2 / 3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_a \gamma_{soz} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{est} = m + F \cdot h$$

$$N_{est} = v$$



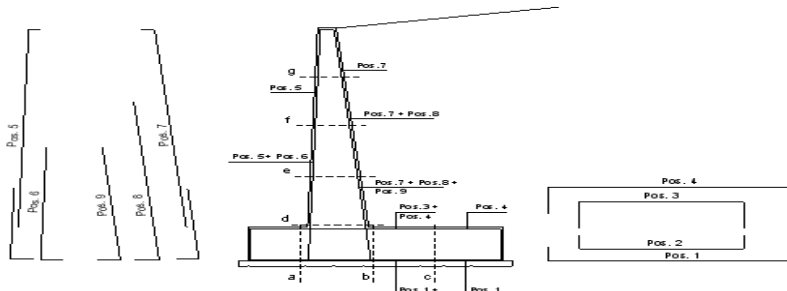
**condizione Frequente**

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>est</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>est</sub> [kN/m]	N <sub>pp</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	7.95	323.78	0.00	15.90	471.32	0.00	168.94	168.94
e-e	5.96	136.60	74.04	11.93	222.56	0.00	111.80	111.80
f-f	3.98	40.47	32.91	7.95	81.33	0.00	64.59	64.59
g-g	1.99	5.06	8.23	3.98	17.26	0.00	27.33	27.33

**condizione Quasi Permanente**

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>est</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>est</sub> [kN/m]	N <sub>pp</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	7.95	323.78	0.00	0.00	323.78	0.00	168.94	168.94
e-e	5.96	136.60	0.00	0.00	136.60	0.00	111.80	111.80
f-f	3.98	40.47	0.00	0.00	40.47	0.00	64.59	64.59
g-g	1.99	5.06	0.00	0.00	5.06	0.00	27.33	27.33

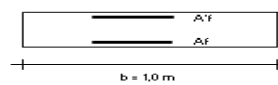
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

pos	n/ml	±	Il strato	pos	n/ml	±	Il strato
1	10.0	24		5	5.0	26	
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	5.0	18		7	5.0	26	
4	10.0	24		8	0.0	0	
				9	0.0	0	

**VERIFICHE**



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

**condizione Frequente**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w <sub>rel</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	24.46	0.00	1.00	45.24	57.96	0.14	6.15	0.004	0.400
b - b	-523.58	0.00	1.00	57.96	45.24	3.02	104.20	0.076	0.400
c - c	-248.39	0.00	1.00	45.24	45.24	1.55	62.75	0.043	0.400
d - d	471.32	168.94	1.25	26.55	26.55	2.33	123.25	0.123	0.400
e - e	222.56	111.80	1.05	26.55	26.55	1.78	71.14	0.068	0.400
f - f	81.33	64.59	0.85	26.55	26.55	0.93	30.63	0.029	0.400
g - g	17.26	27.33	0.65	26.55	26.55	0.32	7.39	0.007	0.400

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

**condizione Quasi Permanente**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w <sub>rel</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	21.16	0.00	1.00	45.24	57.96	0.12	5.32	0.004	0.400
b - b	-378.73	0.00	1.00	57.96	45.24	2.18	75.37	0.047	0.400
c - c	-182.81	0.00	1.00	45.24	45.24	1.14	46.18	0.032	0.400
d - d	323.78	168.94	1.25	26.55	26.55	1.96	80.17	0.076	0.400
e - e	136.60	111.80	1.05	26.55	26.55	1.11	36.78	0.035	0.400
f - f	40.47	64.59	0.85	26.55	26.55	0.47	10.38	0.010	0.400
g - g	5.06	27.33	0.65	26.55	26.55	0.10	0.29	0.000	0.400

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

VERIFICHE TENSIONE

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

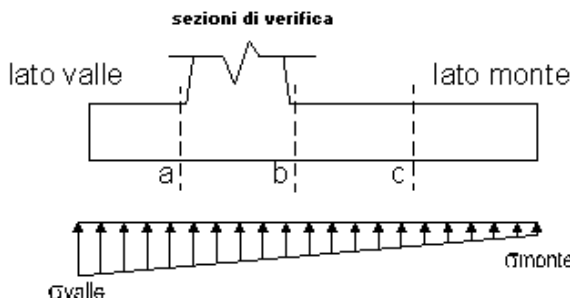
$$\sigma_{valle} = N/A + M/W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N/A - M/W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 7.00 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^3/6 = 8.17 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	1219.86	366.58	219.15	129.38
	1366.51	296.32	231.57	158.86
sisma+	1320.31	1090.70	322.17	55.06
	1393.64	1055.87	328.38	69.80
sisma-	1148.88	1079.42	296.30	31.95
	1222.21	1044.59	302.51	46.69

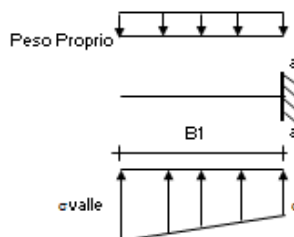


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 25.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2/2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^3/3 - PP \cdot B^2/2 \cdot (1 \cdot \zeta_{kv})$$

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
statico	219.15	212.74	24.00
	231.57	226.38	25.61
sisma+	322.17	303.09	36.13
	328.38	309.91	36.93
sisma-	296.30	277.42	33.35
	302.51	284.24	34.15



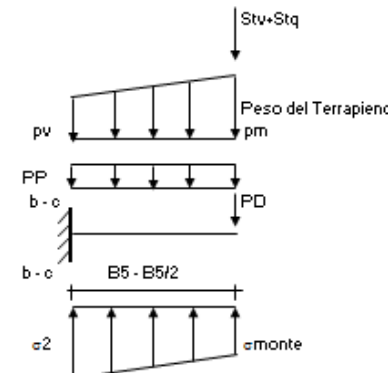
**Mensola Lato Monte**

PP = 25.00 (kN/m<sup>2</sup>)      peso proprio soletta fondazione  
PD = 0.00 (kN/m)      peso proprio dente

	N <sub>min</sub>	N <sub>max sta</sub>	N <sub>max sisma</sub>	
pm	143.10	167.34	155.22	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	143.10	167.34	155.22	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	143.10	167.34	155.22	(kN/m <sup>2</sup> )

$$M_b = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vb} + PP) \cdot (1 \cdot \zeta_{kv}) \cdot B^5/2 + (\sigma_2b - \sigma_{monte}) \cdot B^5/6 - (pm - p_{vb})) \cdot (1 \cdot \zeta_{kv}) \cdot B^5/3 - (Stv + Sqv) \cdot B^5 \cdot PD \cdot (1 \cdot \zeta_{kv}) \cdot (B^5 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) \cdot M_{sp} \cdot Sp \cdot H^2/2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vc} + PP) \cdot (1 \cdot \zeta_{kv}) \cdot (B^5/2)^2/2 + (\sigma_2c - \sigma_{monte}) \cdot (B^5/2)^2/6 - (pm - p_{vc})) \cdot (1 \cdot \zeta_{kv}) \cdot (B^5/2)^2/3 - (Stv + Sqv) \cdot (B^5/2) \cdot PD \cdot (1 \cdot \zeta_{kv}) \cdot (B^5/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) \cdot M_{sp} \cdot Sp \cdot H^2/2$$



caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_2b$	$M_b$	$\sigma_2c$	$M_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
statico	129.38	196.71	-578.22	163.04	-271.69
	158.86	213.39	-564.78	186.13	-260.98
sisma+	55.06	255.39	-1251.57	155.23	-539.98
	69.80	263.74	-1256.81	166.77	-537.62
sisma-	31.95	230.21	-1214.01	131.08	-520.92
	46.69	238.56	-1195.34	142.62	-512.58

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K a_{\text{orizz}} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^2 \cdot (K a_{\text{orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K a_{\text{orizz}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o } \gamma^2 \cdot h/3$$

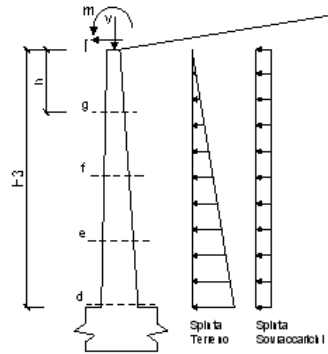
$$M_q = \frac{1}{2} K a_{\text{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{est}} = m + P \cdot h$$

$$M_{\text{inerzia}} = \Sigma P_m \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_{\text{est}} = v$$

$$N_{\text{pp+inerzia}} = \Sigma P_m \cdot (1 \pm kv)$$



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>est</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>est</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.95	323.78	164.54	19.88	508.20	0.00	168.94	168.94
e-e	5.96	136.60	92.55	14.91	244.06	0.00	111.80	111.80
f-f	3.98	40.47	41.13	9.94	91.55	0.00	64.59	64.59
g-g	1.99	5.06	10.28	4.97	20.31	0.00	27.33	27.33

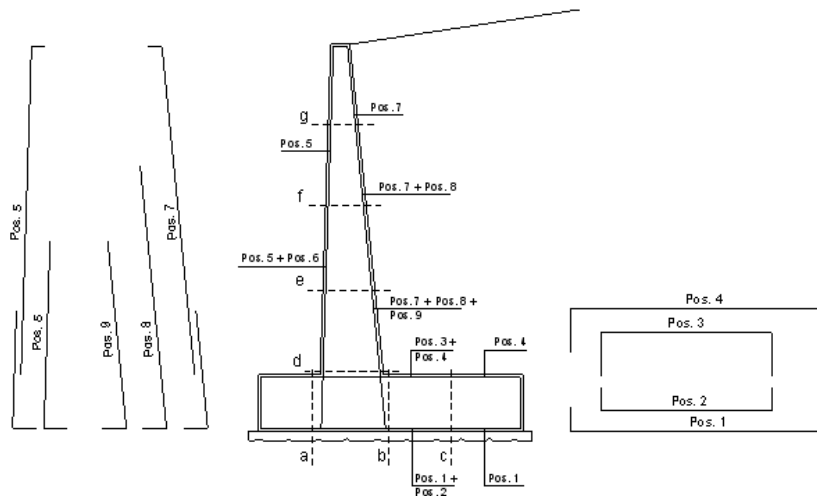
**condizione sismica +**

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M <sub>est</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>est</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.95	323.78	151.90	110.93	0.00	81.05	667.66	0.00	181.03	181.03
e-e	5.96	136.60	64.08	62.40	0.00	41.35	304.42	0.00	119.80	119.80
f-f	3.98	40.47	18.99	27.73	0.00	16.49	103.68	0.00	69.22	69.22
g-g	1.99	5.06	2.37	6.93	0.00	3.65	18.02	0.00	29.28	29.28

**condizione sismica -**

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M <sub>est</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>est</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.95	323.78	106.05	116.14	0.00	81.05	627.02	0.00	156.85	156.85
e-e	5.96	136.60	44.74	65.33	0.00	41.35	288.01	0.00	103.80	103.80
f-f	3.98	40.47	13.26	29.03	0.00	16.49	99.26	0.00	59.97	59.97
g-g	1.99	5.06	1.66	7.26	0.00	3.65	17.63	0.00	25.37	25.37

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

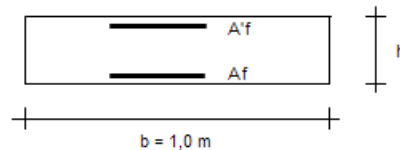


**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	10.0	24	<input type="checkbox"/>	5	5.0	26	<input type="checkbox"/>
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	5.0	18	<input type="checkbox"/>	7	5.0	26	<input type="checkbox"/>
4	10.0	24	<input type="checkbox"/>	8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

**VERIFICHE**



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

**Condizione Statica**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	25.61	0.00	1.00	45.24	57.96	0.15	6.44
b - b	-578.22	0.00	1.00	57.96	45.24	3.33	115.07
c - c	-271.69	0.00	1.00	45.24	45.24	1.70	68.63
d - d	508.20	168.94	1.25	26.55	26.55	3.04	141.56
e - e	244.06	111.80	1.05	26.55	26.55	1.95	79.78
f - f	91.55	64.59	0.85	26.55	26.55	1.04	35.79
g - g	20.31	27.33	0.65	26.55	26.55	0.37	9.44

**Condizione Sismica**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	36.93	0.00	1.00	45.24	57.96	0.22	9.28
b - b	-1256.81	0.00	1.00	57.96	45.24	7.25	250.11
c - c	-539.98	0.00	1.00	45.24	45.24	3.37	136.41
d - d	667.66	156.85	1.25	26.55	26.55	3.96	196.85
e - e	304.42	103.80	1.05	26.55	26.55	2.41	105.42
f - f	103.68	59.97	0.85	26.55	26.55	1.17	42.68
g - g	18.02	25.37	0.65	26.55	26.55	0.33	8.20

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
		<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0

### 6.4.3 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO

La verifica di stabilità globale terreno-struttura è stata condotta secondo il metodo dell'equilibrio limite, implementando uno dei metodi maggiormente diffusi in letteratura (Bishop), e considerando come coefficiente di sicurezza quello minimo risultante.

Le analisi sono state condotte considerando tutte le superfici generate partendo da intervalli selezionabili di valle e di monte.

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kPa]	Descrizione	
materiale 1	18	37	0		
materiale 2					
materiale 3					
materiale 4					

**peso specifico acqua**      9.81      [kN/m<sup>3</sup>]

**azioni sismiche**       $a_g/g$       0.444 (-)       $S_s$       1.04       $k_h$       0.1431 (-)  
 $\beta_s$       0.31       $S_T$       1       $k_v$       0.0716 (-)

**x muro**      100 (m)      **y muro**      100 (m)

p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda		
materiale 1		materiale 1		materiale 2		materiale 4		materiale 2		falda		
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	
0	100.000	101.700	0	100.950	108.950	0		0		0	70.000	101.180
1	70.000	101.700	1	109.000	108.950	1		1		1	129.000	101.180
2			2	125.900	108.950	2		2		2		
3			3			3		3		3		

I carichi considerati sono quelli precedentemente discussi, così come l'azione sismica di progetto. Si riporta di seguito il risultato della verifica e due immagini rappresentative delle 10 superfici di scivolamento più critiche.

#### Sovraccarichi

	$X_{in}$	$Q_{in}$	$X_{fin}$	$Q_{fin}$	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	101	24.24	125	24.24	50%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>					

#### Limiti ricerca superfici

<b>Xa</b>	75	<b>Xc</b>	110	<b>alfa min</b>	40	<b># superfici massimo</b> 2816
<b>Xb</b>	95	<b>Xd</b>	125	<b>alfa max</b>	70	
<b>n1</b>	15	<b>n2</b>	15	<b>n alfa</b>	10	



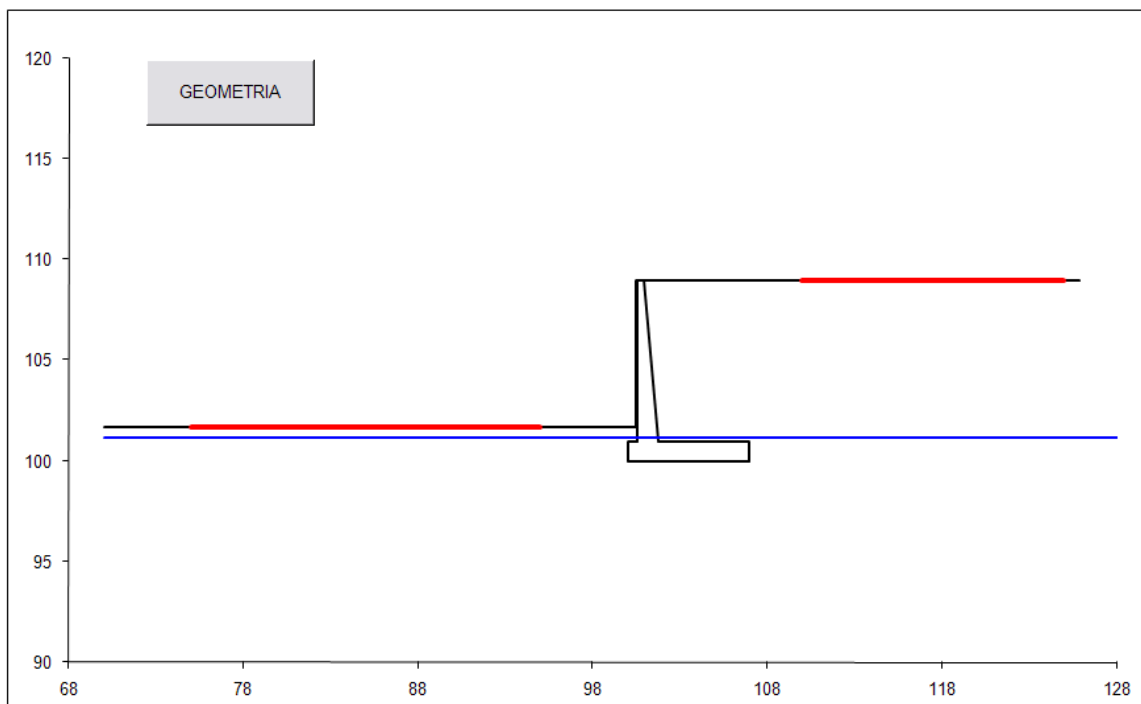
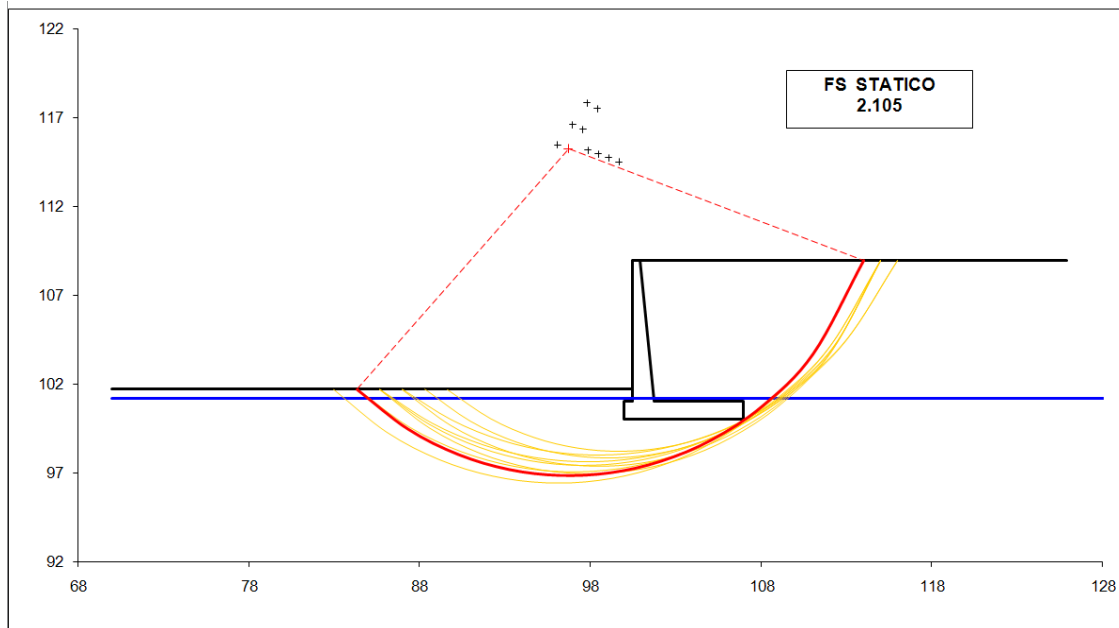
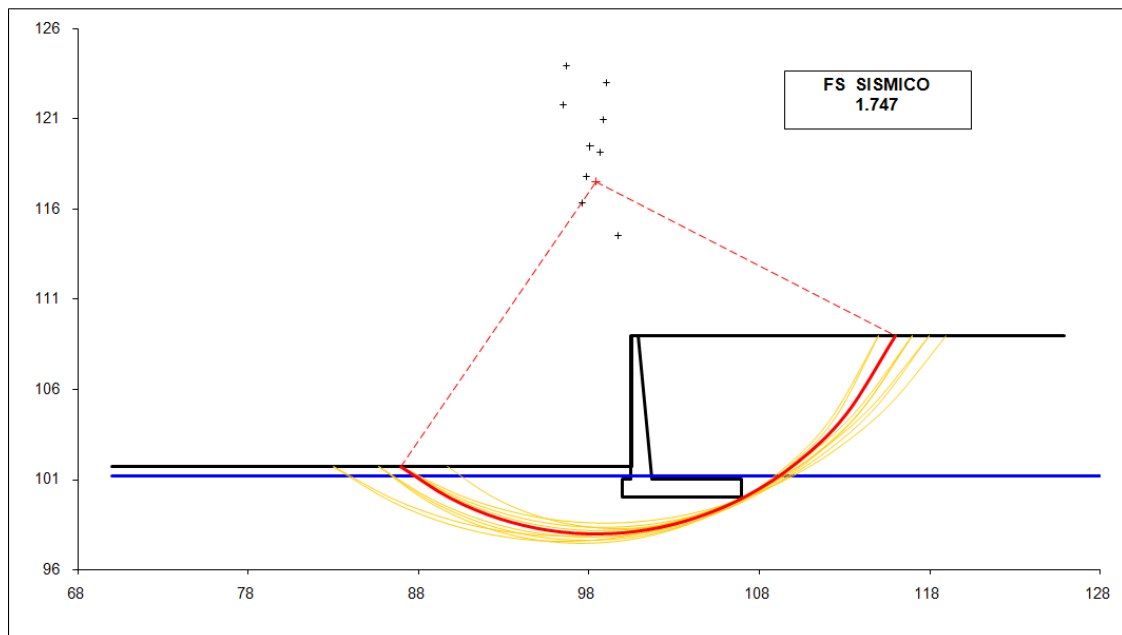


Figura 9 – schematizzazione geometrica

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	1023	STATICO
SISMICO		1.747



**Figura 10 – superfici di scivolamento analisi statica**



**Figura 11 - superfici di scivolamento analisi sismica**

**7**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 8 ANALISI MURI DI SOSTEGNO H = 6.30 m

Si esegue nel seguito l'analisi geotecnica e strutturale dei muri di altezza pari a 6.30 m e ciabatta di fondazione avente spessore pari a 100 cm.

Si sono considerate fondazioni orizzontali, demandando allo sbancamento del materiale in sito il compito di realizzare detto piano di appoggio.

Il paramento verticale è inclinato secondo una pendenza di 1 su 10, determinando pertanto un allargamento alla base della parete.

Le verifiche sono state condotte in condizioni drenate avendo considerato la messa in opera di idonei sistemi di drenaggio in grado di smaltire eventuali acque piovane che potrebbero infiltrarsi all'interno del rilevato.

Le caratteristiche geometriche del manufatto sono le seguenti:

$$H_{\max} = 6.30 \text{ m}$$

$$L_{\text{fondazione}} = 6.00 \text{ m}$$

$$S_{\text{fondazione}} = 1.00 \text{ m}$$

$$S_{\text{balzovalle}} = 0.50 \text{ m}$$

$$S_{\text{testa muro}} = 0.45 \text{ m}$$

### 8.1 ANALISI DEI CARICHI

Analisi in condizioni statiche per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno
- spinta esercitata dal vento e dal carico areodinamico su BFA di altezza  $h = 2.50 \text{ m}$  ( $q=2.5 \text{ kN/mq}$ );
- sovraccarico accidentale distribuito di  $25.74 \text{ kN/m}^2$

Per l'analisi dei carichi stradali al di sopra del rilevato si è proceduto considerando l'opera caratterizzata da carichi concentrati di ponti di II categoria ovvero pari a  $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$  per asse. In questo caso, considerando il paragrafo C5.1.3.3.7.1 della Circolare 02/02/2009 si ha:

SCHEMA DI CARICO		1	
Rif. C5 1.3.3.7.1			
Q		600	kN
a		3	m
b		2,2	m
A		6,6	mq
<b>Da cui</b>			
carico distribuito	pv =	90,91	kN/mq
<b>Nota</b>			
angolo diffusione carico	$\alpha =$	30	°
H muro	H =	6,3	m
<b>Da cui</b>			
	a' =	6,64	m
	b' =	9,47	m
	A' =	62,89	mq
	p'v =	9,54	kN/mq
<b>Nota</b>			
coefficiente spinta attiva	Ka =	0,21	
<b>Da cui</b>			
Tensioni orizzontali nel terreno alla base del muro	$\sigma$ base muro =	19,09	kN/mq
	$\sigma'$ base muro =	2,00	kN/mq
Spinta totale	S1 =	73,68	kN
	S2 =	248,93	kN
	S <sub>tot</sub> = S1 + S2 =	322,62	kN
<b>Da cui</b>			
Carico superficiale equivalente	q <sub>prog</sub> =	<b>25,74 kN/mq</b>	

Analisi in condizioni di sisma per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno
- sovraccarico accidentale distribuito di 12.87 kN/m<sup>2</sup>
- incremento di spinta per effetto del sisma
- forza d'inerzia orizzontale per effetto del sisma: con riferimento allo stato limite di

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

Salvaguardia della Vita (SLV), il relativo coefficiente di riduzione  $\beta_m$  dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a 0.31 (si veda tabella 7.11.I delle NTC 2008). I coefficienti sismici orizzontale e verticale, necessari alla definizione delle azioni sismiche agenti sull'opera risultano pari rispettivamente a:

$$k_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g/g = 0.31 \cdot 1.040 \cdot 1.000 \cdot 0.444 = 0.143$$

$$k_v = k_h \cdot 1/2 = 0.072$$

## 8.2 MODELLO DI CALCOLO

### 8.2.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Nei paragrafi che seguono si riporta la valutazione di ciascuna delle azioni considerate per la verifica dell'opera in oggetto.

#### **Spinta statica del terreno**

La spinta statica dovuta al terreno presente a tergo dell'opera è stata calcolata mediante l'espressione:

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot K_a$$

dove  $h$  rappresenta la profondità alla quale viene calcolata la spinta,  $\gamma_t$  è il peso specifico del terreno e il coefficiente  $K_a$  è dato dalla teoria di Coulomb:

con:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta + \beta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - i)}{\cos(\delta + \beta) \cos(i - \beta)}} \right]}$$

$\beta$ : angolo che l'intradosso del muro forma con la verticale

$i$ : inclinazione del terreno a tergo del muro.

Tale spinta è applicata a 1/3 dell'altezza di riferimento  $h$ , ed è inclinata rispetto alla perpendicolare al paramento dell'angolo  $\delta$ .

In presenza di falda la spinta è stata valutata considerando il peso di volume del terreno alleggerito ( $\gamma'_t = \gamma_t - \gamma_w$ ).

#### **Spinta del terreno per effetto dei sovraccarichi**

La spinta per effetto dei sovraccarichi presenti in superficie, a monte del muro, è stata calcolata mediante l'espressione:

$$F_q = q \cdot h \cdot K_a$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

dove  $q$  rappresenta il valore del sovraccarico agente in superficie ( $\text{kN/m}^2$ ),  $h$  la profondità alla quale viene calcolata la spinta (m) e il coefficiente  $K_a$  è calcolato come sopra.

Tale spinta è applicata a 1/2 dell'altezza di riferimento  $h$ , ed è inclinata rispetto alla perpendicolare al paramento dell'angolo  $\delta$ .

### **Azioni del terreno in condizioni sismiche**

Per l'analisi della spinta delle terre sotto l'azione sismica, il criterio adottato è quello di Mononobe-Okabe (1929). Questo criterio, che può essere considerato come un'estensione in campo dinamico del criterio di Coulomb, ne assume sostanzialmente le ipotesi, in più considera che il cuneo di terreno compreso tra le superfici di rottura e la parete del muro ("cuneo di rottura"), si comporta come un corpo rigido soggetto ad una accelerazione orizzontale ed una verticale uniformi all'interno del cuneo stesso.

Detto  $W$  il peso del cuneo di rottura, l'effetto sismico è portato in conto come una forza statica equivalente (pseudo-statica) di componenti  $K_h \times W$  in orizzontale e  $\pm K_v \times W$  in verticale.

Considerando un terreno fuori falda, detto  $\theta$  l'angolo:

$$\theta = \arctan \frac{K_h}{1 + K_v}$$

I coefficienti di spinta vengono così espressi:

per  $\varepsilon \leq \varphi' - \theta$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}^2(\psi) \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \text{sen}(\varphi' - \theta - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

per  $\varepsilon > \varphi' - \theta$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}^2(\psi) \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}^2(\psi) \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi') \text{sen}(\varphi' - \theta + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \theta) \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

La spinta del terreno in condizioni sismiche, si assume pertanto:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_w) K_a H^2$$

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_w) K_p H^2$$

Si evidenzia che, ai sensi della Normativa Vigente, non si è considerato il contributo stabilizzante della resistenza passiva di valle.

### **Metodo equilibrio limite (LEM)**

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio ( $\tau$ ) e confrontate con la resistenza disponibile ( $\tau_f$ ), valutata secondo il criterio di rottura di *Coulomb*, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza  $F = \tau_f / \tau$ .

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (*Culman*), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (*Fellenius, Bishop, Janbu ecc.*).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

#### Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a  $n$ , il problema presenta le seguenti incognite:

$n$  valori delle forze normali  $N_j$  agenti sulla base di ciascun concio;

$n$  valori delle forze di taglio alla base del concio  $T_j$

$(n-1)$  forze normali  $E_j$  agenti sull'interfaccia dei conci;

$(n-1)$  forze tangenziali  $X_j$  agenti sull'interfaccia dei conci;

$n$  valori della coordinata  $a$  che individua il punto di applicazione delle  $E_j$ ;

$(n-1)$  valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle  $X_j$ ;

una incognita costituita dal fattore di sicurezza  $F$ .

Complessivamente le incognite sono  $(6n-2)$ .

*mentre le equazioni a disposizione sono:*

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Equazioni di equilibrio dei momenti  $n$   
Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale  $n$   
Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale  $n$   
Equazioni relative al criterio di rottura  $n$   
Totale numero di equazioni  $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a  
 $i = (6n-2)-(4n) = 2n-2$ .

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a  $(n-2)$  in quando si fa l'assunzione che  $N_j$  sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le  $(n-2)$  indeterminazioni.

### **Metodo di BISHOP (1955)**

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$\Sigma F_v = 0, \Sigma M_0 = 0$ , Criterio di rottura.

$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di  $F$  e di  $\Delta X$  per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre  $\Delta X = 0$  ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

### 8.3 VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO

Le verifiche implementate hanno riguardato sia la stabilità dell'opera che la sua integrità strutturale a seguito delle sollecitazioni di progetto, e sono state condotte sulla sezione più alta tra quelle previste.

Si riporta nel seguito una sintesi dei coefficienti di sicurezza ottenuti dalle schede di calcolo.

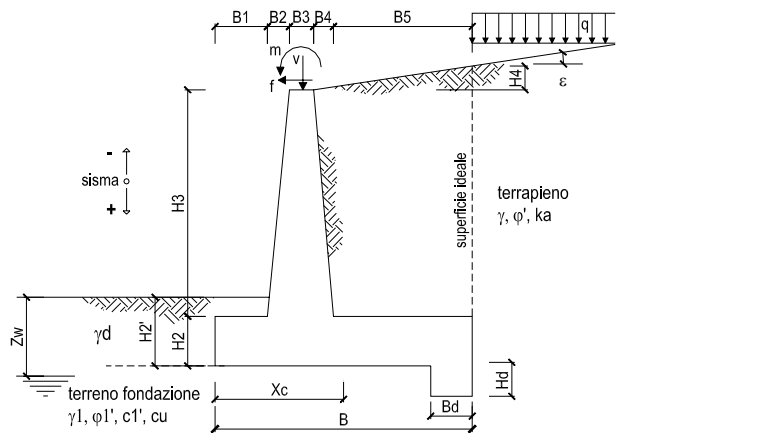
TIPOLOGIA MURO	TIPO VERIFICA	CONDIZIONE		
		STATICA	SISMICA +	SISMICA -
Muro contenimento H = 6.30 m	Ribaltamento (EQU)	7.65	5.84	3.21
	Scorrimento (GEO)	3.32	2.39	2.17
	Capacità portante (GEO)	6.25	3.98	3.82
	STR	Ok	Ok	Ok
	stabilità globale opera	---		

Si allegano nel seguito le schede di calcolo; queste riportano i parametri geotecnici dei terreni presenti a ridosso e in fondazione al muro, le caratteristiche geometriche del manufatto, l'entità dei sovraccarichi agenti, tutti i pesi delle singole parti del muro e del terreno, le componenti verticali e orizzontali delle spinte agenti sul muro, le forze d'inerzia orizzontali e l'incremento di spinta dovuto al sisma (nel caso di verifiche sismiche).

I risultati dell'elaborazione sono riferiti sia all'elevazione del muro sia alla struttura completa di fondazione. Sono evidenziate le sollecitazioni nella sezione strutturale dell'elevazione del muro all'attacco con la fondazione, e nelle sezioni delle mensole di monte e di valle della fondazione in attacco con l'elevazione. Il tabulato fornisce quindi i risultati delle verifiche a ribaltamento e a scorrimento e i valori delle pressioni trasmesse al terreno alla quota di intradosso della fondazione.

### 8.4 TABULATI MURO DI SOSTEGNO H = 6.30 m

Lo schema secondo il quale vengono inserite le caratteristiche geometriche dell'opera è il seguente:



In tutte le verifiche allo stato limite ultimo i le azioni ed i terreni sono stati fattorizzati come previsto da normativa; inoltre cautelativamente per le verifiche strutturali si è assunta come classe di resistenza del calcestruzzo la C 25/30 prevista per le opere di fondazione.

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	○ ○ ● ○ ○
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	
	SLE (DM88)			
altro				

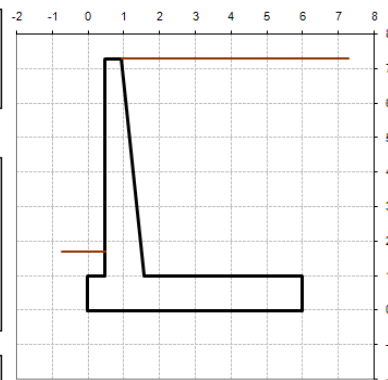
**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	6.30	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.45	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.63	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	6.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	4.42	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	3.00	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------



<b>Dati Geotecnici</b>				<i>valori caratteristici</i>	<i>valori di progetto</i>	
				<b>SLE</b>	<b>STR/GEO</b>	<b>EQU</b>
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi'$	37.00	37.00	31.08
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	18.00	18.00	18.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	18.50	18.50	15.54
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenato <input type="radio"/> Non Drenato			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c'$	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi_1'$	37.00	37.00	31.08
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_1$	18.00	18.00	18.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$	18.00	18.00	18.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	12.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	E	21670		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_s/g$	0.444	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.04	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0.1431456	(-)
	Coefficiente sismico verticale	$k_v$	0.0716	(-)
Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	$k_a$	0.227		0.227		0.289
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	$k_{as+}$	0.305		0.305		0.379
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	$k_{as-}$	0.320		0.320		0.395
	Coeff. Di Spinta Passiva	$k_p$	4.023		4.023		3.135
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	$k_{ps+}$	3.747		3.747		2.888
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	$k_{ps-}$	3.703		3.703		2.848

<b>Carichi Agenti</b>				<i>valori caratteristici</i>	<i>valori di progetto</i>	
					<b>STR/GEO</b>	<b>EQU</b>
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	$q_p$	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	$f_p$	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	$v_p$	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	$m_p$	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	$q$	25.74	38.61	38.61
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	$f$	2.50	3.75	3.75
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	$v$	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	$m$	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi_1$	0.80	condizione quasi permanente $\Psi_2$	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	$q_s$	12.87		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	$f_s$	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	$v_s$	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	$m_s$	0.00		

### 8.4.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche al ribaltamento che verranno mostrate fanno riferimento alla combinazione ( $A_{EQU}+M2+1$ ). In via cautelativa, nell'ambito delle verifiche a scorrimento non si tiene in considerazione del contributo resistente legato alla coesione del terreno.

**FORZE VERTICALI**

		SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Peso del Muro (Pm)</b>				
Pm1 =	$(B2*H3*ycls)/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3*H3*ycls)$	(kN/m)	70.88	63.79
Pm3 =	$(B4*H3*ycls)/2$	(kN/m)	49.61	44.65
Pm4 =	$(B*H2*ycls)$	(kN/m)	150.00	135.00
Pm5 =	$(Bd*Hd*ycls)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	270.49	243.44
<b>- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)</b>				
Pt1 =	$(B5*H3*y')$	(kN/m)	501.23	451.11
Pt2 =	$(0,5*(B4+B5)*H4*y')$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4*H3*y')/2$	(kN/m)	35.72	32.15
Sovr =	$qp * (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	536.95	483.25
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q * (B4+B5)$	(kN/m)	129.987	194.9805
Sovr acc. Sism	$qs * (B4+B5)$	(kN/m)	64.9935	

**MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO**

		SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Muro (Mm)</b>				
Mm1 =	$Pm1*(B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2*(B1+B2+0,5*B3)$	(kNm/m)	51.38	46.25
Mm3 =	$Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	57.55	51.80
Mm4 =	$Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	450.00	405.00
Mm5 =	$Pm5*(B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	558.93	503.04
<b>- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro</b>				
Mt1 =	$Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kNm/m)	1899.65	1709.69
Mt2 =	$Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kNm/m)	48.94	44.04
Msovr =	$Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	1948.59	1753.73
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	451.704825	677.557238
Sovr acc. Sism	$qs*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	225.852413	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

<b>- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)</b>				
Ps h =	$Pm*kh$	(kN/m)		38.72
Ps v =	$Pm*kv$	(kN/m)		19.36
<b>- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)</b>				
Ptsh =	$Pt*kh$	(kN/m)		76.86
Ptsh =	$Pt*kv$	(kN/m)		38.43
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)</b>				
MPs1 h =	$kh*Pm1*(H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh*Pm2*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)		42.10
MPs3 h =	$kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kNm/m)		22.02
MPs4 h =	$kh*Pm4*(H2/2)$	(kNm/m)		10.74
MPs5 h =	$-kh*Pm5*(Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		74.86
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)</b>				
MPs1 v =	$kv*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		3.68
MPs3 v =	$kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		4.12
MPs4 v =	$kv*Pm4*(B/2)$	(kNm/m)		32.21
MPs5 v =	$kv*Pm5*(B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		40.00
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)</b>				
MPts1 h =	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)		297.76
MPts2 h =	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)		26.59
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		324.35
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)</b>				
MPts1 v =	$kv*Pt1*(H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5$	(kNm/m)		135.96
MPts2 v =	$kv*Pt2*(H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv*Pt3*(H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5$	(kNm/m)		4.84
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		140.81

**CONDIZIONE STATICA**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$$

$$Sq \text{ perm} = q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$$

$$Sq \text{ acc} = q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$$

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta$$

$$Sqh \text{ perm} = Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$$

$$Sqh \text{ acc} = Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$$

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta$$

$$Sqv \text{ perm} = Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$$

$$Sqv \text{ acc} = Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$$

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot g \cdot 1 \cdot Hd^2 \cdot \left[ \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd \right]$$

	SLE	STR/GEO	EQU
St (kN/m)	108.63	141.22	152.26
Sq perm (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sq acc (kN/m)	42.56	63.84	81.35
Sth (kN/m)	103.02	133.93	146.70
Sqh perm (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqh acc (kN/m)	40.36	60.54	78.37
Stv (kN/m)	34.47	44.81	40.80
Sqv perm (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc (kN/m)	13.50	20.26	21.80
Sp (kN/m)	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

$$MSt1 = Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$$

$$MSt2 = Stv \cdot B$$

$$MSq1 \text{ perm} = Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$$

$$MSq1 \text{ acc} = Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$$

$$MSq2 \text{ perm} = Sqv \text{ perm} \cdot B$$

$$MSq2 \text{ acc} = Sqv \text{ acc} \cdot B$$

$$MSp = \gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$$

	SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 (kNm/m)	250.68	325.89	356.96
MSt2 (kNm/m)	206.82	268.87	244.78
MSq1 perm (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 acc (kNm/m)	147.32	220.98	286.06
MSq2 perm (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc (kNm/m)	81.03	121.54	130.78
MSp (kNm/m)	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

$$Mfext1 = mp + m$$

$$Mfext2 = (fp + f) \cdot (H3 + H2)$$

$$Mfext3 = (vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$$

	SLE	STR/GEO	EQU
Mfext1 (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 (kNm/m)	18.25	27.38	27.38
Mfext3 (kNm/m)	0.00	0.00	0.00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$$

872.50 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f$$

198.22 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi'$$

0.75 (-)

**Fs scorr. (N\*f + Sp) / T**

**3.32 > 1.1**

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3$$

2256.77 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$$

294.83 (kNm/m)

**Fs ribaltamento Ms / Mr**

**7.65 > 1**

**VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	872.50	1067.48	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	198.22	198.22	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \sum M$	2323.70	3001.25	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	293.82	201.20	( kNm/m )

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)**

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

$c' =$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
$\phi' =$	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
$\gamma =$	peso unità di volume terreno fondaz.	8.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	18.80		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.34	0.19	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5.33	5.62	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(2 \cdot \tan \phi' / (1 + \sin \phi'))}$	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	55.63		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.60	0.66	(-)
$i_c = i_q \cdot (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.59	0.59	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \phi'))^{m-1}$		0.46	0.46	(-)

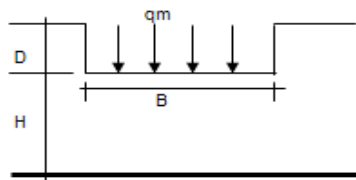
(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	1132.85	1185.99	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	---------	---------	----------------------

**FS carico limite**                       **$F = q_{lim} \cdot B^* / N$**

Nmin	<b>6.92</b>	>	<b>1.4</b>
Nmax	<b>6.25</b>	>	

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**



$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	852.71	(kN/m)
M	165.75	(kNm/m)
$e = M/N$	0.19	(m)
$B^*$	5.61	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.70	(m)
D/B* =	0.30	(m)
Hs/B* =	2.14	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* = 155.49 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma  $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0.948 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità  $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0.69 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E = 26.38 \quad (\text{mm})$$

**CONDIZIONE SISMICA +**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	108.63	108.63	138.42
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	48.33	48.33	56.24
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	28.69	28.69	35.59

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	103.02	103.02	133.36
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	45.83	45.83	54.18
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	27.21	27.21	34.28

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	34.47	34.47	37.09
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	15.34	15.34	15.07
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	9.10	9.10	9.53

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	( kNm/m )	250.68	250.68	324.51
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-Hd)$	( kNm/m )	111.52	111.52	131.84
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	( kNm/m )	206.82	206.82	222.53
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	( kNm/m )	92.01	92.01	90.41
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	( kNm/m )	99.32	99.32	125.14
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	54.63	54.63	57.21
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 = mp+ms	( kNm/m )	0.00		
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	( kNm/m )	0.00		
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	( kNm/m )	0.00		

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 924.14 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 291.64 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi' \quad 0.75 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + Sp) / T \quad \mathbf{2.39} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 2507.53 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MP + Mpts \quad 429.73 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fr = Ms / Mr \quad \mathbf{5.84} \quad > \quad \mathbf{1}$$



**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	924.14	989.13	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	291.64		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	2181.07	2406.92	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	591.34	560.47	(kNm/m)

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)**

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c^{ic} + q_0 N_q^{iq} + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma^{iy}$$

$c'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\varphi'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
$\gamma$	peso unità di volume terreno fondaz.	8.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d^* H_2^*$	sovraccarico stabilizzante	18.80		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.64	0.57	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.72	4.87	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) e^{(2 \cdot \tan \varphi'/\tan \varphi')}$	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	55.63		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^{20}$	(1 in cond. nd)	0.47	0.50	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.46	0.49	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^{20+1}$		0.32	0.32	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	778.64	814.33	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = <math>q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>3.98</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>4.01</b>	>	



**CONDIZIONE SISMICA -**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica -

	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$ (kN/m)	108.63	108.63	138.42
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$ - Sst1 stat (kN/m)	33.74	33.74	37.60
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$ (kN/m)	30.04	30.04	37.14

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ (kN/m)	103.02	103.02	133.36
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ (kN/m)	32.00	32.00	36.22
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ (kN/m)	28.49	28.49	35.78

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ (kN/m)	34.47	34.47	37.09
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ (kN/m)	10.71	10.71	10.07
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ (kN/m)	9.53	9.53	9.95

- Spinta passiva sul dente

Sp = $\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
--	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Condizione sismica -

	SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd) (kNm/m)	250.68	250.68	324.51
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd) (kNm/m)	77.87	77.87	88.14
MSst2 stat = Sst1v stat * B (kNm/m)	206.82	206.82	222.53
MSst2 sism = Sst1v sism * B (kNm/m)	64.24	64.24	60.44
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd) (kNm/m)	103.98	103.98	130.60
MSsq2 = Ssq1v * B (kNm/m)	57.19	57.19	59.70
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kps / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 = mp+ms (kNm/m)		0.00	
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2) (kNm/m)		0.00	
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2) (kNm/m)		0.00	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$  804.36 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$  279.09 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \tan \phi'$  0.75 (-)

**Fs = (N\*f + Sp) / T 2.17 > 1.1**

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms = Mm + Mt + Mfext3$  2507.53 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)

$Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MPp + Mpts$  780.58 (kNm/m)

**Fr = Ms / Mr 3.21 > 1**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	804.36	869.35	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	279.09		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \sum M$	1823.24	2049.09	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	589.83	558.96	( kNm/m )

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)**

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

$c'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\varphi'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
$\gamma_s$	peso unità di volume terreno fondaz.	8.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d^* H_2^*$	sovraccarico stabilizzante	18.80		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.73	0.64	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.53	4.71	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) e^{(\pi \text{tg} \varphi'/\varphi')}$	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	55.63		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T/(N + B^* c' \cotg \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.43	0.46	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.41	0.45	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B^* c' \cotg \varphi'))^{m+1}$		0.28	0.28	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	678.36	719.56	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>3.82</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>3.90</b>	>	

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;"><i>Rev</i></td> <td style="width: 50%;"><i>Data</i></td> </tr> <tr> <td>F0</td> <td>20/06/2011</td> </tr> </table>	<i>Rev</i>	<i>Data</i>	F0	20/06/2011
<i>Rev</i>	<i>Data</i>						
F0	20/06/2011						

## 8.4.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Tali verifiche sono relative all'approccio 2 combinazione 1 (A1+M1+R1)

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

#### Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C25/30"/>		
$f_{ck}$	30	(MPa)	
$f_{cd}$	25	(MPa)	
$f_{cm}$	33	(MPa)	
$E_c$	31476	(MPa)	
$\alpha_{st}$	0.85		
$\gamma_c$	1.50		
$f_{td} = \alpha_{st} \cdot f_{ct,d}$	14.17	(MPa)	
$f_{td} = 0.30 \cdot f_{ct,d}^{2/3}$	2.56	(MPa)	

#### Tensioni limite (tensioni ammissibili)

##### condizioni statiche

$\sigma_s$	11	Mpa
$\sigma_c$	260	Mpa

##### condizioni sismiche

$\sigma_s$	11	Mpa
$\sigma_c$	260	Mpa

#### Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="u3"/>	0.4	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="u3"/>	0.4	mm

#### Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="FeB44k"/>		
$f_{yk}$	430	(MPa)	
$\gamma_s$	1.15		
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	373.91	(MPa)	
$E_s$	210000	(MPa)	
$\epsilon_{yk}$	0.18%		

coefficiente omogeneizzazione acciaio  $n = 15$

#### Copiferi (distanza asse armatura-bordo)

$c = 5.00$  (cm)

#### Copiferi minimo di norma (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 2.00$  (cm)

#### Interfero tra J e II strato

$i_{II} = 5.00$  (cm)

**Verifica allo Stato Limite Ultimo**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

$\sigma_{valle} = N/A + M/W_{gg}$

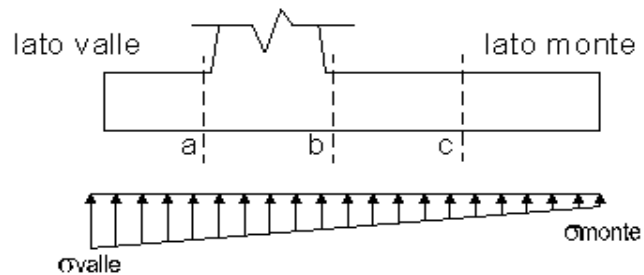
$\sigma_{monte} = N/A - M/W_{gg}$

$A = 1.0 \cdot B = 6.00 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2/6 = 6.00 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	872.50	293.82	194.39	96.45
	1067.48	201.20	211.45	144.38
sisma+	924.14	591.34	252.58	55.47
	989.13	560.47	258.27	71.44
sisma-	804.36	589.83	232.36	35.75
	869.35	558.96	238.05	51.73

**sezioni di verifica**



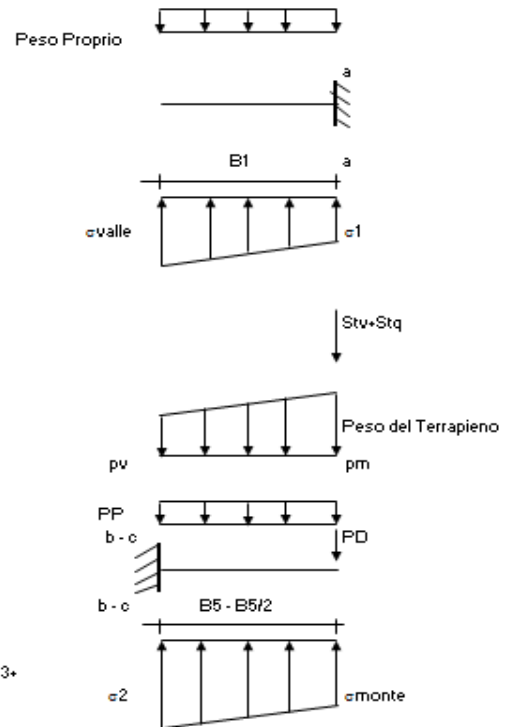
**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio, PP = 25.00 (kN/m)

$M_a = \sigma \cdot B \cdot l^2/2 + (\sigma_{valle} - \sigma) \cdot B \cdot l^2/3 - PP \cdot B \cdot l^2/2 \cdot (1/k_v)$

$V_a = \sigma \cdot B \cdot l + (\sigma_{valle} - \sigma) \cdot B \cdot l/2 - PP \cdot B \cdot l \cdot (1/k_v)$

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma$	$M_a$	$V_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	194.39	186.23	20.83	82.65
	211.45	205.86	23.07	91.83
sisma+	252.58	236.15	27.54	112.89
	258.27	242.70	28.51	115.74
sisma-	232.36	215.98	25.46	102.79
	238.05	222.52	25.98	105.63



**Mensola Lato Monte**

PP = 25.00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione  
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	113.40	152.01	126.27	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	113.40	152.01	126.27	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	113.40	152.01	126.27	(kN/m <sup>2</sup> )

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1/k_v) \cdot B^2/2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2/6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1/k_v) \cdot B^2/3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1/k_v) \cdot (B^2 - Bd/2) - PD \cdot k_h \cdot (H_d + H_2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2/2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1/k_v) \cdot (B^2/2)^2/2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B^2/2)^2/6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1/k_v) \cdot (B^2/2)^2/3 - (Stv + Sqv) \cdot (B^2/2) \cdot PD \cdot (1/k_v) \cdot (B^2/2 - Bd/2) - PD \cdot k_h \cdot (H_d + H_2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2/2$

$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1/k_v) \cdot B^2/2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2/2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1/k_v) \cdot B^2/2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1/k_v)$

$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1/k_v) \cdot (B^2/2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B^2/2)/2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1/k_v) \cdot (B^2/2)/2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1/k_v)$

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	$M_b$	$V_b$	$\sigma_{2c}$	$M_c$	$V_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	96.45	168.60	-462.48	-91.05	132.52	-216.88	-117.92
	144.38	193.79	-445.46	-100.10	169.08	-203.37	-109.88
sisma+	55.47	200.67	-694.45	-148.35	128.07	-297.81	-183.86
	71.44	209.07	-697.78	-155.44	140.26	-295.55	-183.21
sisma-	35.75	180.59	-676.12	-144.53	108.17	-288.43	-179.64
	51.73	188.99	-661.45	-143.48	120.36	-281.68	-174.93

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^2 \cdot (K_{a \text{ s orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{est}} = m \cdot P \cdot h$$

$$M_{\text{inerzia}} = \Sigma P_m \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{\text{est}} = v$$

$$N_{\text{pp-inerzia}} = \Sigma P_m \cdot (1 \pm kv)$$

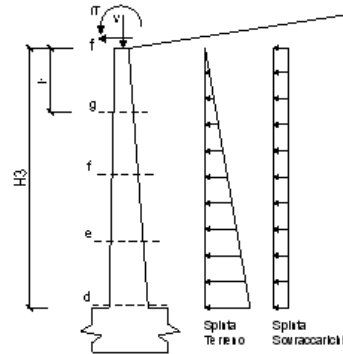
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma^2 \cdot (K_{a \text{ s orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{\text{est}} = f$$

$$V_{\text{inerzia}} = \Sigma P_m \cdot kh$$



**condizione statica**

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>est</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>est</sub> [kN/m]	N <sub>pp</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	6.30	209.47	164.58	23.63	397.68	0.00	120.49	120.49
e-e	4.73	88.37	92.58	17.72	198.67	0.00	81.06	81.06
f-f	3.15	26.18	41.15	11.81	79.14	0.00	47.84	47.84
g-g	1.58	3.27	10.29	5.91	19.47	0.00	20.82	20.82

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V <sub>est</sub> [kN/m]	V <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	6.30	99.75	52.25	3.75	155.75
e-e	4.73	56.11	39.19	3.75	99.04
f-f	3.15	24.94	26.12	3.75	54.81
g-g	1.58	6.23	13.06	3.75	23.05

**condizione sismica +**

sezione	h [m]	Mt <sub>stat</sub> [kNm/m]	Mt <sub>sism</sub> [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>est</sub> [kNm/m]	M <sub>inerzia</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>est</sub> [kN/m]	N <sub>pp-inerzia</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	6.30	161.13	75.59	73.97	0.00	46.87	357.56	0.00	129.11	129.11
e-e	4.73	67.98	31.89	41.61	0.00	24.27	165.74	0.00	86.87	86.87
f-f	3.15	20.14	9.45	18.49	0.00	9.85	57.94	0.00	51.26	51.26
g-g	1.58	2.52	1.18	4.62	0.00	2.23	10.55	0.00	22.31	22.31

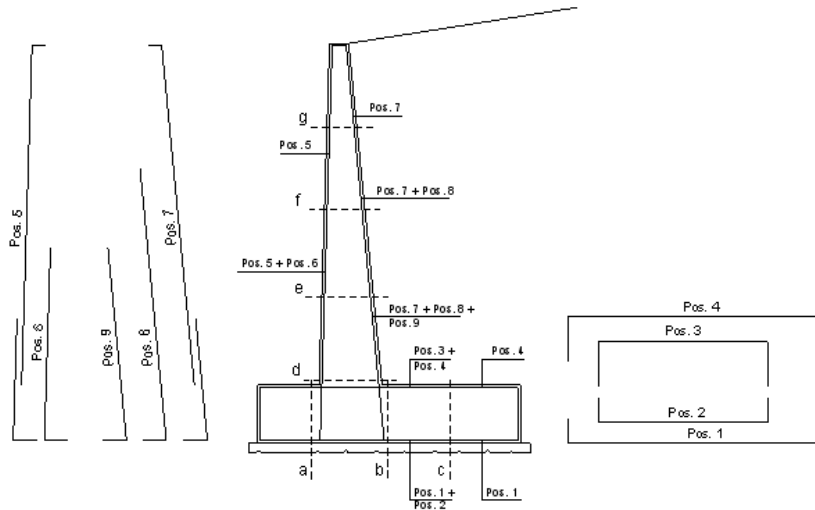
sezione	h [m]	Vt <sub>stat</sub> [kN/m]	Vt <sub>sism</sub> [kN/m]	Vq [kN/m]	V <sub>est</sub> [kN/m]	V <sub>inerzia</sub> [kN/m]	V <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	6.30	76.73	36.00	23.48	0.00	17.25	153.45
e-e	4.73	43.16	20.25	17.61	0.00	11.60	92.62
f-f	3.15	19.18	9.00	11.74	0.00	6.85	46.77
g-g	1.58	4.80	2.25	5.87	0.00	2.98	15.90

**condizione sismica -**

sezione	h [m]	Mt <sub>stat</sub> [kNm/m]	Mt <sub>sism</sub> [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>est</sub> [kNm/m]	M <sub>inerzia</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>est</sub> [kN/m]	N <sub>pp-inerzia</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	6.30	161.13	52.78	77.44	0.00	46.87	338.22	0.00	111.86	111.86
e-e	4.73	67.98	22.27	43.56	0.00	24.27	158.07	0.00	75.26	75.26
f-f	3.15	20.14	6.60	19.36	0.00	9.85	55.95	0.00	44.42	44.42
g-g	1.58	2.52	0.82	4.84	0.00	2.23	10.41	0.00	19.33	19.33

sezione	h [m]	Vt <sub>stat</sub> [kN/m]	Vt <sub>sism</sub> [kN/m]	Vq [kN/m]	V <sub>est</sub> [kN/m]	V <sub>inerzia</sub> [kN/m]	V <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	6.30	76.73	25.13	24.59	0.00	17.25	143.69
e-e	4.73	43.16	14.14	18.44	0.00	11.60	87.34
f-f	3.15	19.18	6.28	12.29	0.00	6.85	44.61
g-g	1.58	4.80	1.57	6.15	0.00	2.98	15.49

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

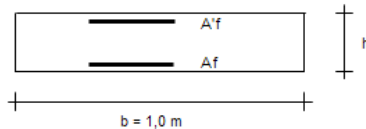


**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	10,0	20		5	5,0	20	
2	0,0	0	<input type="checkbox"/>	6	0,0	0	<input type="checkbox"/>
3	0,0	18	<input type="checkbox"/>	7	5,0	20	
4	10,0	20		8	0,0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

**VERIFICHE**



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	28.51	0.00	1.00	31.42	31.42	1071.75
b - b	-697.78	0.00	1.00	31.42	31.42	1071.75
c - c	-297.81	0.00	1.00	31.42	31.42	1071.75
d - d	397.68	120.49	1.08	15.71	15.71	649.25
e - e	198.67	81.06	0.92	15.71	15.71	531.00
f - f	79.14	47.84	0.77	15.71	15.71	421.02
g - g	19.47	20.82	0.61	15.71	15.71	317.85

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	115.74	1.00	336.28	10	20	20	21.8	1569.30	Armatura a taglio non necessaria
b - b	155.44	1.00	336.28	10	20	20	21.8	1569.30	Armatura a taglio non necessaria
c - c	183.86	1.00	336.28	10	20	20	21.8	1569.30	Armatura a taglio non necessaria
d - d	155.75	1.08	328.92	10	20	20	21.8	1701.45	Armatura a taglio non necessaria
e - e	99.04	0.92	286.07	10	20	20	21.8	1441.28	Armatura a taglio non necessaria
f - f	54.81	0.77	243.25	10	20	20	21.8	1181.11	Armatura a taglio non necessaria
g - g	23.05	0.61	207.92	10	20	20	21.8	920.93	Armatura a taglio non necessaria

**VERIFICA A FESSURAZIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

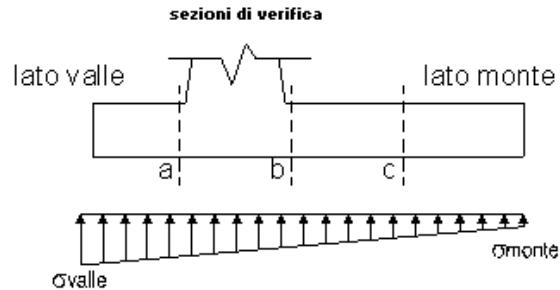
$$\sigma_{valle} = N/A + M/W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N/A - M/W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 6.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2/6 = 6.00 \quad (m^3)$$

caso	N		M		$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]		
Freq.	852.71	165.75	169.74	114.49		
	956.70	116.35	178.84	140.06		
Q.P.	841.91	80.30	153.70	126.93		
	841.91	80.30	153.70	126.93		

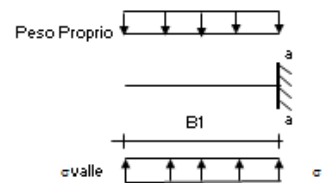


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 25.00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2/2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2/3 - PP \cdot B^2/2 \cdot (1/k_v)$$

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	M <sub>a</sub>
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Freq.	169.74	165.14	17.90
	178.84	175.61	19.10
Q.P.	153.70	151.47	15.99
	153.70	151.47	15.99



**Mensola Lato Monte**

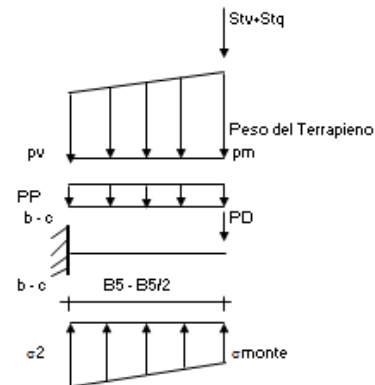
PP = 25.00 (kN/m<sup>2</sup>)      peso proprio soletta fondazione  
PD = 0.00 (kN/m)      peso proprio dente

	N <sub>min</sub>	N <sub>max</sub>	Freq	N <sub>max</sub>	Q.P
pm	113.40	133.99	113.40	(kN/m <sup>2</sup> )	
pvb	113.40	133.99	113.40	(kN/m <sup>2</sup> )	
pvc	113.40	133.99	113.40	(kN/m <sup>2</sup> )	

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2/2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2/6 - (pm - p_{vb}) \cdot B^2/3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B/2 - Bd/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2/2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B/2)^2/2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2/6 - (pm - p_{vc}) \cdot (B/2)^2/3 - (Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (B/2 - Bd/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2/2$$

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	M <sub>b</sub>	$\sigma_{2c}$	M <sub>c</sub>
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Freq.	114.49	155.19	-301.11	134.84	-141.87
	140.06	168.63	-292.03	154.34	-134.66
Q.P.	126.93	146.65	-200.16	136.79	-96.15
	126.93	146.65	-200.16	136.79	-96.15



**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

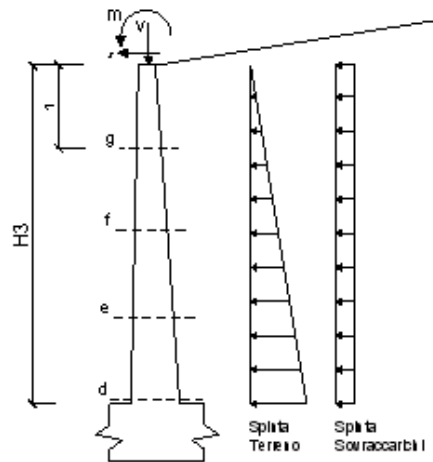
**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a, \text{onzz}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h / 3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a, \text{onzz}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{ext}} = m + f \cdot h$$

$$N_{\text{ext}} = v$$



**condizione Frequente**

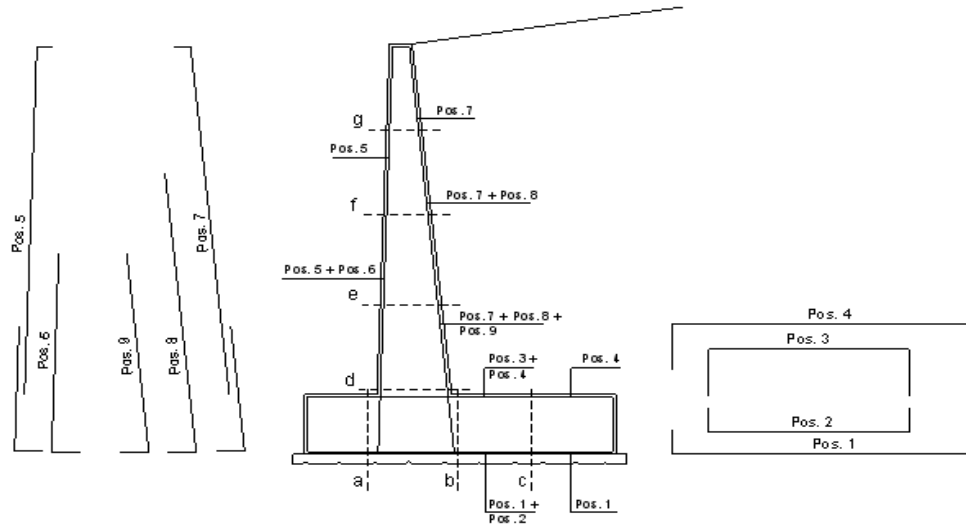
sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	161.13	87.78	12.60	261.51	0.00	120.49	120.49
e-e	4.73	67.98	49.37	9.45	126.80	0.00	81.06	81.06
f-f	3.15	20.14	21.94	6.30	48.39	0.00	47.84	47.84
g-g	1.58	2.52	5.49	3.15	11.15	0.00	20.82	20.82

**condizione Quasi Permanente**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	161.13	0.00	0.00	161.13	0.00	120.49	120.49
e-e	4.73	67.98	0.00	0.00	67.98	0.00	81.06	81.06
f-f	3.15	20.14	0.00	0.00	20.14	0.00	47.84	47.84
g-g	1.58	2.52	0.00	0.00	2.52	0.00	20.82	20.82



**SCHEMA DELLE ARMATURE**

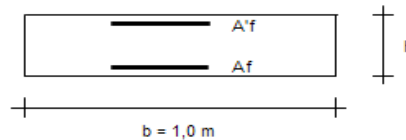


**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	10.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	0	☐	6	0.0	0	☐
3	0.0	18	☐	7	5.0	20	
4	10.0	20		8	0.0	0	☐
				9	0.0	0	☐

Calcola

**VERIFICHE**



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

**condizione Frequente**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w <sub>s,mm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	19.10	0.00	1.00	31.42	31.42	0.14	6.90	0.005	0.400
b - b	-301.11	0.00	1.00	31.42	31.42	2.28	108.84	0.084	0.400
c - c	-141.87	0.00	1.00	31.42	31.42	1.07	51.28	0.040	0.400
d - d	261.51	120.49	1.08	15.71	15.71	2.55	136.24	0.158	0.400
e - e	126.80	81.06	0.92	15.71	15.71	1.61	75.06	0.087	0.400
f - f	48.39	47.84	0.77	15.71	15.71	0.84	32.43	0.038	0.400
g - g	11.15	20.82	0.61	15.71	15.71	0.29	7.91	0.009	0.400

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

**condizione Quasi Permanente**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w <sub>s,mm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	15.99	0.00	1.00	31.42	31.42	0.12	5.78	0.004	0.400
b - b	-200.16	0.00	1.00	31.42	31.42	1.51	72.35	0.056	0.400
c - c	-96.15	0.00	1.00	31.42	31.42	0.73	34.76	0.027	0.400
d - d	161.13	120.49	1.08	15.71	15.71	1.57	71.00	0.082	0.400
e - e	67.98	81.06	0.92	15.71	15.71	0.86	30.03	0.035	0.400
f - f	20.14	47.84	0.77	15.71	15.71	0.34	6.66	0.008	0.400
g - g	2.52	20.82	0.61	15.71	15.71	0.07	-0.03	0.000	0.400

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

**VERIFICHE TENSIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

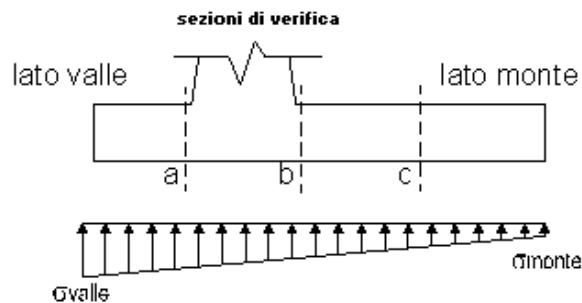
**Reazione del terreno**

$\sigma_{valle} = N/A + M/W_{gg}$   
 $\sigma_{monte} = N/A - M/W_{gg}$

$A = 1.0 \cdot B = 6.00 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2/6 = 6.00 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{valle}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
statico	855.41	203.31	176.45	108.68
	985.40	141.57	187.83	140.64
sisma+	924.14	591.34	252.58	55.47
	989.13	560.47	258.27	71.44
sisma-	804.36	589.83	232.36	35.75
	869.35	558.96	238.05	51.73

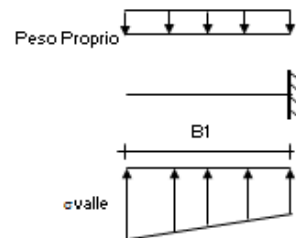


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 25.00 (kN/m)

$M_a = \sigma_1 \cdot B^2/2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2/3 - PP \cdot B^2/2 \cdot (1/k_v)$

caso	$\sigma_{valle}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_a$ [kNm]
statico	176.45	170.81	18.70
	187.83	183.90	20.19
sisma+	252.58	236.15	27.54
	258.27	242.70	28.29
sisma-	232.36	215.98	25.46
	238.05	222.52	26.21



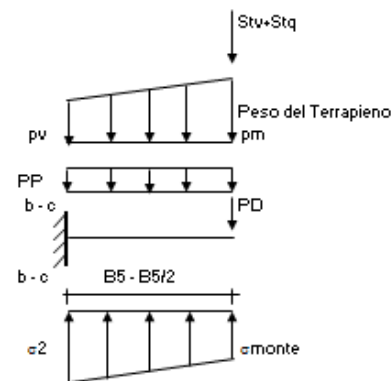
**Mensola Lato Monte**

PP = 25.00 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione  
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism
pm	113.40	139.14	126.27 (kN/m <sup>2</sup> )
pvb	113.40	139.14	126.27 (kN/m <sup>2</sup> )
pvc	113.40	139.14	126.27 (kN/m <sup>2</sup> )

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1/k_v) \cdot B^2/2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2/6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1/k_v) \cdot B^2/3 - (St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1/k_v) \cdot (B^2 \cdot Bd/2) - PD \cdot k_h \cdot (H_d + H_2/2) \cdot M_{sp} \cdot Sp \cdot H^2/2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1/k_v) \cdot (B^2/2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B^2/2)^2/6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1/k_v) \cdot (B^2/2)^2/3 - (St_v + Sq_v) \cdot (B^2/2) \cdot PD \cdot (1/k_v) \cdot (B^2/2 - Bd/2) - PD \cdot k_h \cdot (H_d + H_2/2) \cdot M_{sp} \cdot Sp \cdot H^2/2$



caso	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_2b$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_b$ [kNm]	$\sigma_2c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$M_c$ [kNm]
statico	108.68	158.61	-339.77	133.65	-158.28
	140.64	175.40	-328.43	158.02	-149.27
sisma+	55.47	200.67	-694.45	128.07	-297.81
	71.44	209.07	-697.78	140.26	-295.55
sisma-	35.75	180.59	-676.12	108.17	-288.43
	51.73	188.99	-661.45	120.36	-281.68

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{ o } \cdot h/3$$

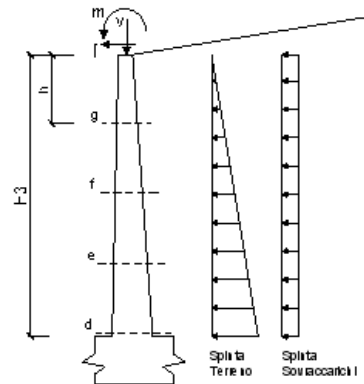
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{ext}} = m + P \cdot h$$

$$M_{\text{inerzia}} = \Sigma P_m \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

$$N_{\text{pp-inerzia}} = \Sigma P_m \cdot (1 \pm kv)$$



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	161.13	109.72	15.75	286.60	0.00	120.49	120.49
e-e	4.73	67.98	61.72	11.81	141.51	0.00	81.06	81.06
f-f	3.15	20.14	27.43	7.88	55.45	0.00	47.84	47.84
g-g	1.58	2.52	6.86	3.94	13.31	0.00	20.82	20.82

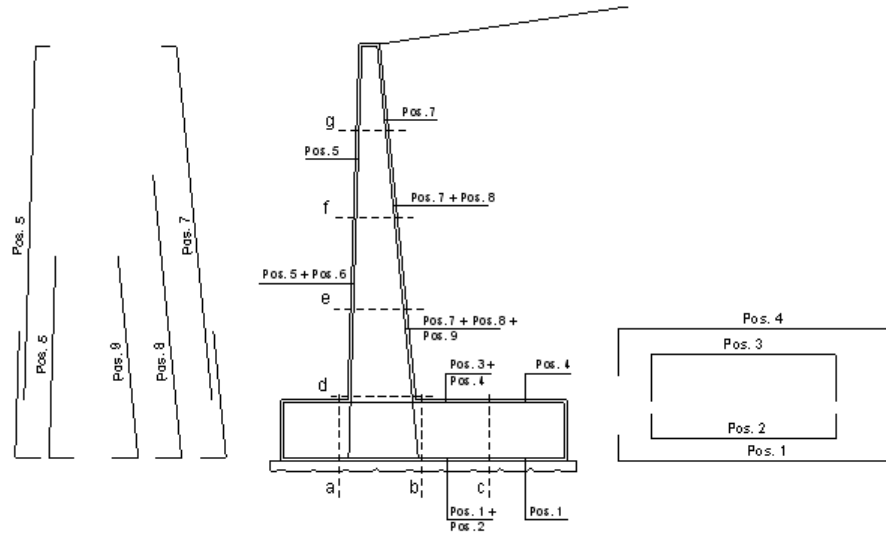
**condizione sismica +**

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp-inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	161.13	75.59	73.97	0.00	46.87	357.56	0.00	129.11	129.11
e-e	4.73	67.98	31.89	41.61	0.00	24.27	165.74	0.00	86.87	86.87
f-f	3.15	20.14	9.45	18.49	0.00	9.85	57.94	0.00	51.26	51.26
g-g	1.58	2.52	1.18	4.62	0.00	2.23	10.55	0.00	22.31	22.31

**condizione sismica -**

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp-inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.30	161.13	52.78	77.44	0.00	46.87	338.22	0.00	111.86	111.86
e-e	4.73	67.98	22.27	43.56	0.00	24.27	158.07	0.00	75.26	75.26
f-f	3.15	20.14	6.60	19.36	0.00	9.85	55.95	0.00	44.42	44.42
g-g	1.58	2.52	0.82	4.84	0.00	2.23	10.41	0.00	19.33	19.33

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

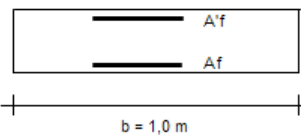


**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	10.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	18	<input type="checkbox"/>	7	5.0	20	
4	10.0	20		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

**VERIFICHE**



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

**Condizione Statica**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	20.19	0.00	1.00	31.42	31.42	0.15	7.30
b - b	-339.77	0.00	1.00	31.42	31.42	2.57	122.81
c - c	-158.28	0.00	1.00	31.42	31.42	1.20	57.21
d - d	286.60	120.49	1.08	15.71	15.71	2.79	152.63
e - e	141.51	81.06	0.92	15.71	15.71	1.79	86.43
f - f	55.45	47.84	0.77	15.71	15.71	0.96	39.11
g - g	13.31	20.82	0.61	15.71	15.71	0.34	10.51

**Condizione Sismica**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )
a - a	28.29	0.00	1.00	31.42	31.42	0.21	10.22
b - b	-697.78	0.00	1.00	31.42	31.42	5.28	252.21
c - c	-297.81	0.00	1.00	31.42	31.42	2.25	107.64
d - d	357.56	111.86	1.08	15.71	15.71	3.47	201.53
e - e	165.74	75.26	0.92	15.71	15.71	2.09	106.87
f - f	57.94	44.42	0.77	15.71	15.71	1.00	42.43
g - g	10.55	19.33	0.61	15.71	15.71	0.27	7.58

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

### 8.4.3 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO

Per le verifiche di stabilità globale si vedano le verifiche del muro precedente.

## 9 ANALISI MURI DI SOSTEGNO H = 4.30 m

Si esegue nel seguito l'analisi geotecnica e strutturale dei muri di altezza pari a 4.30 m e ciabatta di fondazione avente spessore pari a 70 cm.

Si sono considerate fondazioni orizzontali, demandando allo sbancamento del materiale in sito il compito di realizzare detto piano di appoggio.

Il paramento verticale è inclinato secondo una pendenza di 1 su 10, determinando pertanto un allargamento alla base della parete.

Le verifiche sono state condotte in condizioni drenate avendo considerato la messa in opera di idonei sistemi di drenaggio in grado di smaltire eventuali acque piovane che potrebbero infiltrarsi all'interno del rilevato.

Le caratteristiche geometriche del manufatto sono le seguenti:

$$H_{\max} = 4.30 \text{ m}$$

$$L_{\text{fondazione}} = 4.00 \text{ m}$$

$$S_{\text{fondazione}} = 0.70 \text{ m}$$

$$S_{\text{balzovalle}} = 0.50 \text{ m}$$

$$S_{\text{testa muro}} = 0.45 \text{ m}$$

### 9.1 ANALISI DEI CARICHI

Analisi in condizioni statiche per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno
- spinta esercitata dal vento e dal carico aerodinamico su BFA di altezza  $h = 2.50 \text{ m}$  ( $q = 2.5 \text{ kN/mq}$ );
- sovraccarico accidentale distribuito di  $30.33 \text{ kN/m}^2$

Per l'analisi dei carichi stradali al di sopra del rilevato si è proceduto considerando l'opera caratterizzata da carichi concentrati di ponti di II categoria ovvero pari a  $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$  per asse. In questo caso, considerando il paragrafo C5.1.3.3.7.1 della Circolare 02/02/2009 si

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

ha:

<b>SCHEMA DI CARICO</b>		<b>1</b>	
<b>Rif. C5 1.3.3.7.1</b>			
Q		600	kN
a		3	m
b		2,2	m
A		6,6	mq
<b>Da cui</b>			
carico distribuito	pv =	90,91	kN/mq
<b>Nota</b>			
angolo diffusione carico	$\alpha =$	30	°
H muro	H =	4,3	m
<b>Da cui</b>			
	a' =	5,48	m
	b' =	7,17	m
	A' =	39,28	mq
	p'v =	15,27	kN/mq
<b>Nota</b>			
coefficiente spinta attiva	Ka =	0,21	
<b>Da cui</b>			
Tensioni orizzontali nel terreno alla base del muro	$\sigma$ base muro =	19,09	kN/mq
	$\sigma'$ base muro =	3,21	kN/mq
Spinta totale	S1 =	64,58	kN
	S2 =	131,65	kN
	S <sub>tot</sub> = S1 + S2 =	196,23	kN
<b>Da cui</b>			
Carico superficiale equivalente	q <sub>prog</sub> =	<b>30,33</b>	<b>kN/mq</b>

Analisi in condizioni di sisma per la quale si sono considerate le seguenti azioni:

- peso proprio del muro e del terreno gravante sulla parte rastremata dell'elevazione e sulla mensola della fondazione (zona a monte)
- spinta statica esercitata dal terreno
- sovraccarico accidentale distribuito di 15.17 kN/m<sup>2</sup>

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

- incremento di spinta per effetto del sisma
- forza d'inerzia orizzontale per effetto del sisma: con riferimento allo stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV), il relativo coefficiente di riduzione  $\beta_m$  dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a 0.31 (si veda tabella 7.11.I delle NTC 2008). I coefficienti sismici orizzontale e verticale, necessari alla definizione delle azioni sismiche agenti sull'opera risultano pari rispettivamente a:

$$k_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g/g = 0.31 \cdot 1.040 \cdot 1.000 \cdot 0.444 = 0.143$$

$$k_v = k_h \cdot 1/2 = 0.072$$

## 9.2 MODELLO DI CALCOLO

### 9.2.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Nei paragrafi che seguono si riporta la valutazione di ciascuna delle azioni considerate per la verifica dell'opera in oggetto.

#### **Spinta statica del terreno**

La spinta statica dovuta al terreno presente a tergo dell'opera è stata calcolata mediante l'espressione:

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot K_a$$

dove  $h$  rappresenta la profondità alla quale viene calcolata la spinta,  $\gamma_t$  è il peso specifico del terreno e il coefficiente  $K_a$  è dato dalla teoria di Coulomb:

con:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta + \beta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - i)}{\cos(\delta + \beta) \cos(i - \beta)}} \right]}$$

$\beta$ : angolo che l'intradosso del muro forma con la verticale

$i$ : inclinazione del terreno a tergo del muro.

Tale spinta è applicata a 1/3 dell'altezza di riferimento  $h$ , ed è inclinata rispetto alla perpendicolare al paramento dell'angolo  $\delta$ .

In presenza di falda la spinta è stata valutata considerando il peso di volume del terreno alleggerito ( $\gamma'_t = \gamma_t - \gamma_w$ ).

#### **Spinta del terreno per effetto dei sovraccarichi**

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

La spinta per effetto dei sovraccarichi presenti in superficie, a monte del muro, è stata calcolata mediante l'espressione:

$$F_q = q \cdot h \cdot K_a$$

dove  $q$  rappresenta il valore del sovraccarico agente in superficie ( $\text{kN/m}^2$ ),  $h$  la profondità alla quale viene calcolata la spinta (m) e il coefficiente  $K_a$  è calcolato come sopra.

Tale spinta è applicata a 1/2 dell'altezza di riferimento  $h$ , ed è inclinata rispetto alla perpendicolare al paramento dell'angolo  $\delta$ .

### **Azioni del terreno in condizioni sismiche**

Per l'analisi della spinta delle terre sotto l'azione sismica, il criterio adottato è quello di Mononobe-Okabe (1929). Questo criterio, che può essere considerato come un'estensione in campo dinamico del criterio di Coulomb, ne assume sostanzialmente le ipotesi, in più considera che il cuneo di terreno compreso tra le superfici di rottura e la parete del muro ("cuneo di rottura"), si comporta come un corpo rigido soggetto ad una accelerazione orizzontale ed una verticale uniformi all'interno del cuneo stesso.

Detto  $W$  il peso del cuneo di rottura, l'effetto sismico è portato in conto come una forza statica equivalente (pseudo-statica) di componenti  $K_h \cdot W$  in orizzontale e  $\pm K_v \cdot W$  in verticale.

Considerando un terreno fuori falda, detto  $\theta$  l'angolo:

$$\theta = \arctan \frac{K_h}{1 \pm K_v}$$

I coefficienti di spinta vengono così espressi:

per  $\varepsilon \leq \varphi' - \theta$

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \sin^2(\psi) \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' - \theta - \varepsilon)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

per  $\varepsilon > \varphi' - \theta$

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \sin^2(\psi) \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$



		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

$$K_{\psi} = \frac{\operatorname{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \operatorname{sen}^2(\psi) \cdot \operatorname{sen}(\psi + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\varphi') \operatorname{sen}(\varphi' - \theta - \varepsilon)}{\operatorname{sen}(\psi + \theta) \operatorname{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

La spinta del terreno in condizioni sismiche, si assume pertanto:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_{\psi}) K_a H^2$$

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_{\psi}) K_p H^2$$

Si evidenzia che, ai sensi della Normativa Vigente, non si è considerato il contributo stabilizzante della resistenza passiva di valle.

### **Metodo equilibrio limite (LEM)**

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio ( $\tau$ ) e confrontate con la resistenza disponibile ( $\tau_f$ ), valutata secondo il criterio di rottura di *Coulomb*, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza  $F = \tau_f / \tau$ .

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (*Culman*), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (*Fellenius, Bishop, Janbu ecc.*).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.

#### Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a  $n$ , il problema presenta le seguenti incognite:

$n$  valori delle forze normali  $N_j$  agenti sulla base di ciascun concio;

$n$  valori delle forze di taglio alla base del concio  $T_j$

$(n-1)$  forze normali  $E_j$  agenti sull'interfaccia dei conci;

$(n-1)$  forze tangenziali  $X_j$  agenti sull'interfaccia dei conci;

$n$  valori della coordinata  $a$  che individua il punto di applicazione delle  $E_j$ ;

$(n-1)$  valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle  $X_j$ ;

una incognita costituita dal fattore di sicurezza  $F$ .

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

Complessivamente le incognite sono  $(6n-2)$ .

*mentre le equazioni a disposizione sono:*

Equazioni di equilibrio dei momenti  $n$

Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale  $n$

Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale  $n$

Equazioni relative al criterio di rottura  $n$

Totale numero di equazioni  $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a

$$i = (6n-2)-(4n) = 2n-2.$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a  $(n-2)$  in quando si fa l'assunzione che  $N_j$  sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le  $(n-2)$  indeterminazioni.

### **Metodo di BISHOP (1955)**

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\Sigma F_v = 0, \Sigma M_0 = 0, \text{ Criterio di rottura.}$$

$$F = \frac{\Sigma \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\Sigma W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di  $F$  e di  $\Delta X$  per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre  $\Delta X = 0$  ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011	

### 9.3 VERIFICA MURI DI CONTENIMENTO

Le verifiche implementate hanno riguardato sia la stabilità dell'opera che la sua integrità strutturale a seguito delle sollecitazioni di progetto, e sono state condotte sulla sezione più alta tra quelle previste.

Si riporta nel seguito una sintesi dei coefficienti di sicurezza ottenuti dalle schede di calcolo.

TIPOLOGIA MURO	TIPO VERIFICA	CONDIZIONE		
		STATICA	SISMICA +	SISMICA -
Muro contenimento H = 4.30 m	Ribaltamento (EQU)	4.77	5.00	2.94
	Scorrimento (GEO)	2.60	2.19	1.99
	Capacità portante (GEO)	5.74	4.35	4.09
	STR	Ok	Ok	Ok
	stabilità globale opera	---		

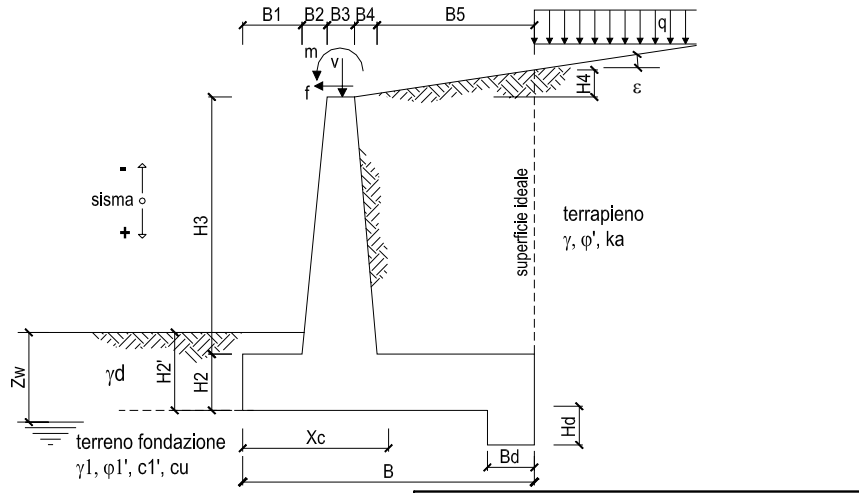
Si allegano nel seguito le schede di calcolo; queste riportano i parametri geotecnici dei terreni presenti a ridosso e in fondazione al muro, le caratteristiche geometriche del manufatto, l'entità dei sovraccarichi agenti, tutti i pesi delle singole parti del muro e del terreno, le componenti verticali e orizzontali delle spinte agenti sul muro, le forze d'inerzia orizzontali e l'incremento di spinta dovuto al sisma (nel caso di verifiche sismiche).

I risultati dell'elaborazione sono riferiti sia all'elevazione del muro sia alla struttura completa di fondazione. Sono evidenziate le sollecitazioni nella sezione strutturale dell'elevazione del muro all'attacco con la fondazione, e nelle sezioni delle mensole di monte e di valle della fondazione in attacco con l'elevazione. Il tabulato fornisce quindi i risultati delle verifiche a ribaltamento e a scorrimento e i valori delle pressioni trasmesse al terreno alla quota di intradosso della fondazione.

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

#### 9.4 TABULATI MURO DI SOSTEGNO H = 4.30 m

Lo schema secondo il quale vengono inserite le caratteristiche geometriche dell'opera è il seguente:



In tutte le verifiche allo stato limite ultimo i le azioni ed i terreni sono stati fattorizzati come previsto da normativa; inoltre cautelativamente per le verifiche strutturali si è assunta come classe di resistenza del calcestruzzo la C 25/30 prevista per le opere di fondazione.

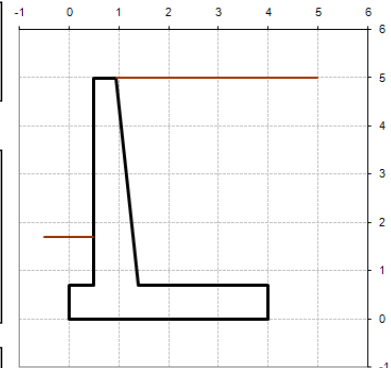
##### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.30	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.45	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.43	(m)

##### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.70	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.62	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.00	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------



Combinazioni coefficienti parziali di verifica				
SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input checked="" type="radio"/>
	SLE (DM88)			<input type="radio"/>
altro			<input type="radio"/>	

Dati Geotecnici		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE	STRIGEO	EQU	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\varphi'$ 37.00	37.00	31.08
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ 18.00	18.00	18.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$ 18.50	18.50	15.54
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenato <input type="radio"/> Non Drenato		
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c'$ 0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi_1'$ 37.00	37.00	31.08
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_1$ 18.00	18.00	18.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ 18.00	18.00	18.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs 8.00		
Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	E 21670			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_s/g$ 0.444	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$ 1.04	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$ 1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$ 0.31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh 0.1431456	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv 0.0716	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

		SLE	STRIGEO	EQU
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	$k_a$ 0.227	0.227	0.289
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	$k_{as+}$ 0.305	0.305	0.379
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	$k_{as-}$ 0.320	0.320	0.395
	Coeff. Di Spinta Passiva	$k_p$ 4.023	4.023	3.135
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	$k_{ps+}$ 3.747	3.747	2.888
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	$k_{ps-}$ 3.703	3.703	2.848

Carichi Agenti		valori caratteristici		valori di progetto	
		STRIGEO	EQU		
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	$q_p$ 0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no			
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	$f_p$ 0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	$v_p$ 0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	$m_p$ 0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	$q$ 30.33	45.50	45.50
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	$f$ 2.50	3.75	3.75
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	$v$ 0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	$m$ 0.00	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi_1$ 0.80	condizione quasi permanente $\Psi_2$ 0.00		
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	$q_s$ 15.17		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	$f_s$ 0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	$v_s$ 0.00		
Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	$m_s$ 0.00			

### 9.4.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche al ribaltamento che verranno mostrate fanno riferimento alla combinazione ( $A_{EQU}+M2+1$ ). In via cautelativa, nell'ambito delle verifiche a scorrimento non si tiene in considerazione del contributo resistente legato alla coesione del terreno.

**FORZE VERTICALI**

		SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Peso del Muro (Pm)</b>				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	48.38	43.54
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	23.11	20.80
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	70.00	63.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	141.49	127.34
<b>- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)</b>				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	202.79	182.51
Pt2 =	$(0.5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	16.64	14.98
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	219.43	197.49
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	92.5065	138.75975
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	46.2685	

**MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO**

		SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Muro (Mm)</b>				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0.5 \cdot B3)$	(kNm/m)	35.07	31.56
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	25.27	22.74
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	140.00	126.00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	200.34	180.31
<b>- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro</b>				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0.5 \cdot B5)$	(kNm/m)	545.50	490.95
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	20.58	18.52
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	566.08	509.47
<b>- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro</b>				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	228.953588	343.430381
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	114.514538	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

<b>- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)</b>				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		20.25
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		10.13
<b>- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)</b>				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		31.41
Ptsh =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		15.71
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)</b>				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		19.74
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		7.06
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		3.51
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)		30.30
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)</b>				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		2.51
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		1.81
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		10.02
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)		14.34
<b>- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)</b>				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		82.73
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		8.50
MPts h =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)		91.23
<b>- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)</b>				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		39.04
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		1.90
MPts v =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)		40.94

**CONDIZIONE STATICA**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

	SLE	STR/GEO	EQU
St = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$ (kN/m)	50.96	66.25	71.43
Sq perm = $q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sq acc = $q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$ (kN/m)	34.35	51.52	65.65

- Componente orizzontale condizione statica

Sth = $St \cdot \cos \delta$ (kN/m)	48.33	62.83	68.82
Sqh perm = $Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqh acc = $Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$ (kN/m)	32.57	48.86	63.25

- Componente verticale condizione statica

Stv = $St \cdot \sin \delta$ (kN/m)	16.17	21.02	19.14
Sqv perm = $Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc = $Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$ (kN/m)	10.90	16.35	17.59

- Spinta passiva sul dente

Sp = $\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

	SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 = $Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$ (kNm/m)	80.55	104.71	114.70
MSt2 = $Stv \cdot B$ (kNm/m)	64.68	84.09	76.56
MSq1 perm = $Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 acc = $Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$ (kNm/m)	81.44	122.15	158.13
MSq2 perm = $Sqv \text{ perm} \cdot B$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc = $Sqv \text{ acc} \cdot B$ (kNm/m)	43.60	65.40	70.36
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 = $mp + m$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 = $(fp + f) \cdot (H3 + H2)$ (kNm/m)	12.50	18.75	18.75
Mfext3 = $(vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)

N = $Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	398.29	(kN/m)	
--	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sth + Sqh + f$	115.44	(kN/m)	
---------------------	--------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = $\tan \phi_1'$	0.75	(-)	
--------------------	------	-----	--

**Fs scorr. (N\*f + Sp) / T      2.60 > 1.1**

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)**

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = $Mm + Mt + Mfext3$	689.78	(kNm/m)	
-------------------------	--------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr = $MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	144.66	(kNm/m)	
--	--------	---------	--

**Fs ribaltamento Ms / Mr      4.77 > 1**

**VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	398.29	537.05	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sth + Sqh + f - Sp	115.44	115.44	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM = ΣM	670.29	1013.72	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M = Xc*N - MM	126.29	60.38	(kNm/m)

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)**

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c^*N_c^*i_c + q_0^*N_q^*i_q + 0,5^*\gamma_1^*B^*N_\gamma^*i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
ψ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	8.00		(kN/m³)
q0 = γd*H2'	sovraccarico stabilizzante	18.80		(kN/m²)
e = M / N	eccentricità	0.32	0.11	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3.37	3.78	(m)

I valori di Nc, Nq e Nγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

Nq = tg²(45 + ψ/2)*e <sup>(m*(2/ψ))</sup>	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(ψ)	(2+π in cond. nd)	55.63		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(ψ)	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

iq = (1 - T/(N + B*c*cotgψ)) <sup>m</sup>	(1 in cond. nd)	0.50	0.62	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.49	0.49	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c*cotgψ)) <sup>m-1</sup>		0.36	0.36	(-)

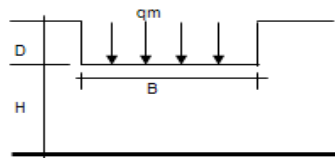
(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	726.11	816.46	(kN/m²)
------------------	--------------------------	--------	--------	---------

**FS carico limite**      **F = q<sub>lim</sub>\*B\*/ N**

Nmin	<b>6.14</b>	>	<b>1.4</b>
Nmax	<b>5.74</b>	>	

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**



$$\delta = \mu_0^* \mu_1^* q_m^* B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

Profondità Piano di Posa della Fondazione

N	385.81	(kN/m)
M	63.83	(kNm/m)
e=M/N	0.17	(m)
B*	3.67	(m)
D =	1.70	(m)
D/B* =	0.46	(m)
Hs/B* =	2.18	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2^*e) = N / B^* = 108.55 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma μ0 = f(D/B)

$$\mu_0 = 0.940 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità μ1 = f(H/B)

$$\mu_1 = 0.70 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0^* \mu_1^* q_m^* B^* / E = 12.10 \quad (\text{mm})$$



**CONDIZIONE SISMICA +**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

	SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta condizione sismica +			
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 50.96	50.96	64.94
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^*$	(kN/m) 22.67	22.67	26.38
Ssq1 perm= $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^*$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^*$	(kN/m) 23.17	23.17	28.73
- Componente orizzontale condizione sismica +			
Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m) 48.33	48.33	62.56
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m) 21.50	21.50	25.42
Ssq1h perm= Ssq1 perm * cos δ	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc= Ssq1 acc * cos δ	(kN/m) 21.97	21.97	27.68
- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m) 16.17	16.17	17.40
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m) 7.19	7.19	7.07
Ssq1v perm= Ssq1 perm * sen δ	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc= Ssq1 acc * sen δ	(kN/m) 7.35	7.35	7.70
- Spinta passiva sul dente			
Sp = $\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^* + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{*0.5} + \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot kps^* \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

	SLE	STR/GEO	EQU
- Condizione sismica +			
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	( kNm/m ) 80.55	80.55	104.27
MSst1 sism= Sst1h sism * ((H2+H3+H4+hd)/3-Hd)	( kNm/m ) 35.84	35.84	42.36
MSst2 stat = Sst1v stat * B	( kNm/m ) 64.68	64.68	69.60
MSst2 sism = Sst1v sism * B	( kNm/m ) 28.78	28.78	28.28
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	( kNm/m ) 54.92	54.92	69.20
MSsq2 = Ssq1v * B	( kNm/m ) 29.40	29.40	30.79
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^* / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{*0.5} + \gamma_1 \cdot kps^* \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	( kNm/m ) 0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 = mp+ms	( kNm/m )	0.00
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	( kNm/m )	0.00
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	( kNm/m )	0.00

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)			
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	417.46	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	143.46	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f = tg ϕ1'	0.75	(-)	
<b>Fs = (N*f + Sp) / T</b>	<b>2.19</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms = Mm + Mt + Mfext3	766.42	( kNm/m )	
Momento ribaltante (Mr)			
Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	153.41	( kNm/m )	
<b>Fr = Ms / Mr</b>	<b>5.00</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	417.46	463.73	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	143.46		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \sum M$	651.73	766.25	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	183.20	161.22	(kNm/m)

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)**

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma}$$

$c'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\varphi'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
$\gamma$	peso unità di volume terreno fondaz.	8.00		(kN/m³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	18.80		(kN/m²)
$e = M / N$	eccentricità	0.44	0.35	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.12	3.30	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_{\gamma}$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{2 \cdot \tan \varphi \cdot \tan \varphi}$	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	55.63		(-)
$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi)$	(0 in cond. nd)	66.19		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_{\gamma}$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \varphi))^m$	(1 in cond. nd)	0.43	0.48	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.42	0.46	(-)
$i_{\gamma} = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \varphi))^{m-1}$		0.28	0.28	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	581.35	632.27	(kN/m²)
-----------	--------------------------	--------	--------	---------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>4.35</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>4.51</b>	>	

**CONDIZIONE SISMICA -**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	50.96	50.96	64.94
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas - Sst1\ stat$	(kN/m)	15.83	15.83	17.64
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	24.25	24.25	29.98

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1\ stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	48.33	48.33	62.56
Sst1h sism = $Sst1\ sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	15.01	15.01	16.99
Ssq1h perm = $Ssq1\ perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1\ acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	23.00	23.00	28.89

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1\ stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	16.17	16.17	17.40
Sst1v sism = $Sst1\ sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5.02	5.02	4.73
Ssq1v perm = $Ssq1\ perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1\ acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	7.70	7.70	8.03

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h\ stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	( kNm/m )	80.55	80.55	104.27
MSst1 sism = $Sst1h\ sism \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	( kNm/m )	25.02	25.02	28.32
MSst2 stat = $Sst1v\ stat \cdot B$	( kNm/m )	64.68	64.68	69.60
MSst2 sism = $Sst1v\ sism \cdot B$	( kNm/m )	20.09	20.09	18.90
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	( kNm/m )	57.50	57.50	72.22
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	( kNm/m )	30.78	30.78	32.13
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	( kNm/m )	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 = $mp+ms$	( kNm/m )		0.00	
Mfext2 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	( kNm/m )		0.00	
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	( kNm/m )		0.00	

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N)

$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	363.97	(kN/m)
---	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	138.01	(kN/m)
---	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \tan \phi'$	0.75	(-)
------------------	------	-----

<b>Fs = (N*f + Sp) / T</b>	<b>1.99</b>	>	<b>1.1</b>
----------------------------	-------------	---	------------

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms = Mm + Mt + Mfext3$	766.42	( kNm/m )
-------------------------	--------	-----------

Momento ribaltante (Mr)

$Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$	260.98	( kNm/m )
---	--------	-----------

<b>Fr = Ms / Mr</b>	<b>2.94</b>	>	<b>1</b>
---------------------	-------------	---	----------

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		363.97	410.24	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		138.01		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		542.10	656.62	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		185.85	163.87	(kNm/m)

**Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)**

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

$c'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\varphi'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	37.00		(°)
$\gamma$	peso unità di volume terreno fondaz.	8.00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	18.80		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0.51	0.40	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.98	3.20	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi)}$	(1 in cond. nd)	42.92		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	55.63		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	66.19		(-)


I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.39	0.44	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.37	0.43	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^{m+1}$		0.24	0.24	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	499.74	558.14	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>4.09</b>	>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>4.36</b>	>	

		<b>Ponte sullo Stretto di Messina</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>		
<b>BIVIO GAZZI-MURO DI CONTENIMENTO- REL. DI CALCOLO E VERIFICHE GEOTECNICHE</b>		<i>Codice documento</i> SF0283_F0	<i>Rev</i> F0	<i>Data</i> 20/06/2011

## 9.4.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Tali verifiche sono relative all'approccio 2 combinazione 1 (A1+M1+R1)

### CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

#### Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C25/30"/>		
Rck	30	(MPa)	
fck	25	(MPa)	
fcm	33	(MPa)	
Ec	31476	(MPa)	
$\alpha_{cc}$	0.85		
$\gamma_c$	1.50		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14.17	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.56	(MPa)	

#### Tensioni limite (tensioni ammissibili)

##### condizioni statiche

$\sigma_c$	11	Mpa
$\sigma_r$	260	Mpa

##### condizioni sismiche

$\sigma_c$	11	Mpa
$\sigma_r$	260	Mpa

#### Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w3"/>	0.4	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w3"/>	0.4	mm

#### Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="Fe B 44 k"/>		
f <sub>yk</sub>	=	430	(MPa)
$\gamma_s$	=	1.15	
f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / $\gamma_s$ / $\gamma_E$	=	373.91	(MPa)
E <sub>s</sub>	=	210000	(MPa)
$\epsilon_{s}$	=	0.18%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

#### Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 5.00 (cm)

#### Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c<sub>min</sub> = 2.00 (cm)

#### Interferro tra I e II strato

i<sub>I-II</sub> = 5.00 (cm)

**Verifica allo Stato Limite Ultimo**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

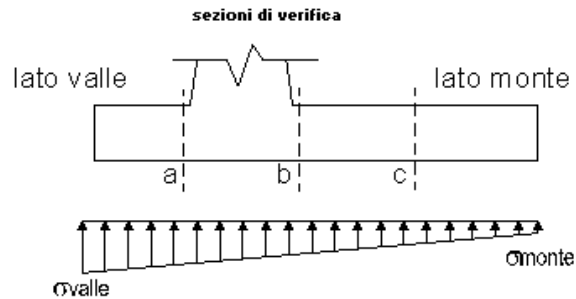
$\sigma_{valle} = N/A + M/W_{gg}$

$\sigma_{monte} = N/A - M/W_{gg}$

$A = 10 \cdot B = 4.00 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 10 \cdot B^2/6 = 2.67 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	398.29	126.29	146.93	52.21
	537.05	60.38	156.90	111.62
sisma+	417.46	183.20	173.06	35.67
	463.73	161.22	176.39	55.48
sisma-	363.97	185.85	160.69	21.30
	410.24	163.87	164.01	41.11



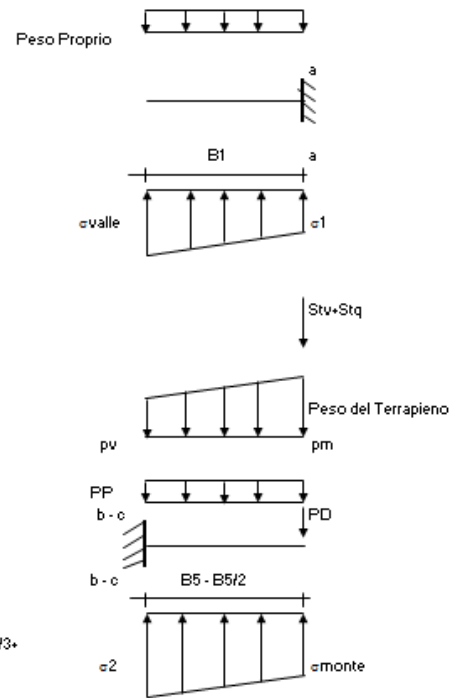
**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 17.50 (kN/m)

$M_a = \sigma \cdot B^2/2 + (\sigma_{valle} - \sigma) \cdot B^2/3 - PP \cdot B^2/2 \cdot (1/k_v)$

$V_a = \sigma \cdot B \cdot (\sigma_{valle} - \sigma) \cdot B/2 - PP \cdot B \cdot (1/k_v)$

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$	$V_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	146.93	135.09	15.69	61.76
	156.90	151.24	17.19	68.29
sisma+	173.06	155.89	18.57	77.16
	176.39	161.28	19.23	78.82
sisma-	160.69	143.26	17.33	70.97
	164.01	148.65	17.67	72.63



**Mensola Lato Monte**

PP = 17.50 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione  
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	Nmax stat	Nmax sism	
pm	77.40	122.90	92.57	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	77.40	122.90	92.57	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	77.40	122.90	92.57	(kN/m <sup>2</sup> )

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1/k_v) \cdot B^2/2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2/6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1/k_v) \cdot B^2/3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1/k_v) \cdot (B^2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + M_{sp} \cdot Sp \cdot H2/2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1/k_v) \cdot (B/2)^2/2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2/6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1/k_v) \cdot (B/2)^2/3 + (Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (1/k_v) \cdot (B/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + M_{sp} \cdot Sp \cdot H2/2$

$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1/k_v) \cdot B^2/2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2/2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1/k_v) \cdot B^2/2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1/k_v)$

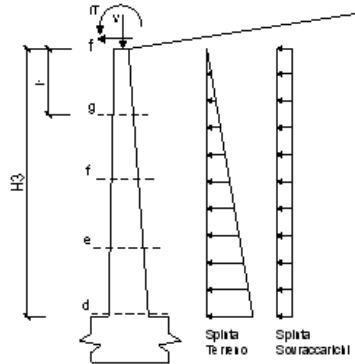
$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1/k_v) \cdot (B/2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B/2) - (p_m - p_{vc}) \cdot (1/k_v) \cdot (B/2) - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1/k_v)$

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_2b$	$M_b$	$V_b$	$\sigma_2c$	$M_c$	$V_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	52.21	114.25	-173.44	-67.94	83.23	-76.71	-72.97
	111.62	141.28	-162.74	-73.91	126.45	-69.40	-65.35
sisma+	35.67	125.66	-204.12	-85.81	80.67	-84.02	-87.73
	55.48	134.67	-204.28	-90.64	95.08	-82.52	-86.62
sisma-	21.30	112.60	-200.53	-84.32	66.95	-82.11	-86.51
	41.11	121.61	-193.24	-83.47	81.36	-78.74	-82.54

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$\begin{aligned}
 M_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3 \\
 M_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ s orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3 \\
 M_q &= \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2 \\
 M_{\text{ext}} &= m \cdot f \cdot h \\
 M_{\text{inerzia}} &= \sum P_m \cdot b_i \cdot kh \\
 N_{\text{ext}} &= v \\
 N_{\text{pp-inerzia}} &= \sum P_m \cdot (1 \pm kv) \\
 V_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \\
 V_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ s orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz}}) \cdot h^2 \\
 V_q &= K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h \\
 V_{\text{ext}} &= f \\
 V_{\text{inerzia}} &= \sum P_m \cdot kh
 \end{aligned}$$



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	66.60	90.34	16.13	173.07	0.00	71.49	71.49
e-e	3.23	28.10	50.82	12.09	91.01	0.00	49.28	49.28
f-f	2.15	8.33	22.59	8.06	38.97	0.00	29.97	29.97
g-g	1.08	1.04	5.65	4.03	10.72	0.00	13.54	13.54

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	46.47	42.02	3.75	92.24
e-e	3.23	26.14	31.52	3.75	61.40
f-f	2.15	11.62	21.01	3.75	36.38
g-g	1.08	2.90	10.51	3.75	17.16

**condizione sismica +**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp-inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	51.23	24.04	40.62	0.00	19.63	135.52	0.00	76.60	76.60
e-e	3.23	21.61	10.14	22.85	0.00	10.38	64.98	0.00	52.81	52.81
f-f	2.15	6.40	3.00	10.15	0.00	4.31	23.88	0.00	32.11	32.11
g-g	1.08	0.80	0.38	2.54	0.00	1.00	4.72	0.00	14.51	14.51

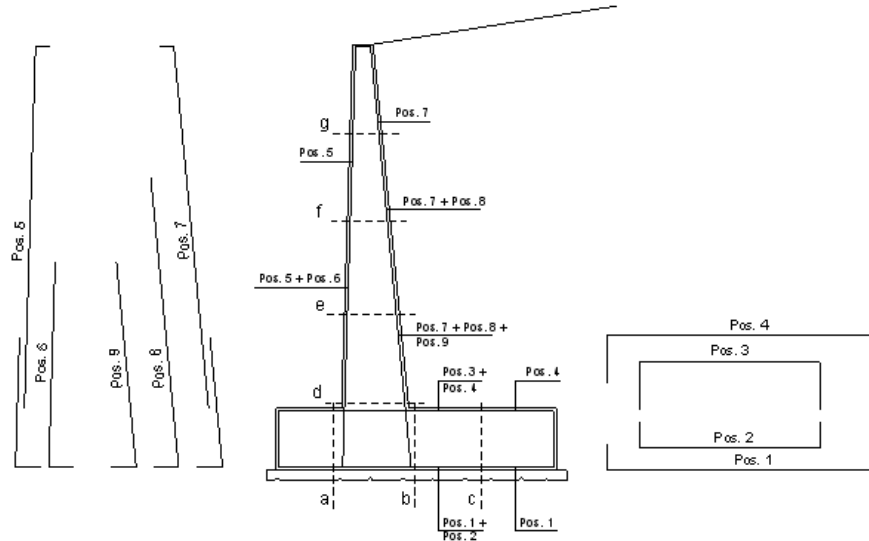
sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	V <sub>q</sub>	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	35.74	16.77	18.89	0.00	10.23	81.64
e-e	3.23	20.11	9.43	14.17	0.00	7.05	50.76
f-f	2.15	8.94	4.19	9.45	0.00	4.29	26.86
g-g	1.08	2.23	1.05	4.72	0.00	1.94	9.94

**condizione sismica -**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp-inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	51.23	16.78	42.53	0.00	19.63	130.17	0.00	66.37	66.37
e-e	3.23	21.61	7.08	23.92	0.00	10.38	62.99	0.00	45.75	45.75
f-f	2.15	6.40	2.10	10.63	0.00	4.31	23.45	0.00	27.82	27.82
g-g	1.08	0.80	0.26	2.66	0.00	1.00	4.73	0.00	12.57	12.57

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	V <sub>q</sub>	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	35.74	11.71	19.78	0.00	10.23	77.47
e-e	3.23	20.11	6.59	14.83	0.00	7.05	48.58
f-f	2.15	8.94	2.93	9.89	0.00	4.29	26.04
g-g	1.08	2.23	0.73	4.94	0.00	1.94	9.85

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

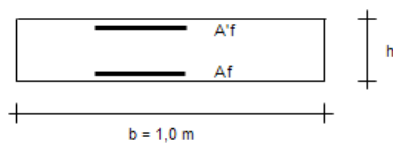


**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	7.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	0	☐	6	0.0	0	☐
3	0.0	18	☐	7	5.0	20	
4	7.0	20		8	0.0	0	☐
				9	0.0	0	☐

Calcola

**VERIFICHE**



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm²)	(cm²)	(kNm)
a - a	19.23	0.00	0.70	21.99	21.99	508.01
b - b	-204.28	0.00	0.70	21.99	21.99	508.01
c - c	-84.02	0.00	0.70	21.99	21.99	508.01
d - d	173.07	71.49	0.88	15.71	15.71	500.57
e - e	91.01	49.28	0.77	15.71	15.71	426.09
f - f	38.97	29.97	0.67	15.71	15.71	354.82
g - g	10.72	13.54	0.56	15.71	15.71	286.28

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	78.82	0.70	247.08	10	20	20	21.8	1073.73	Armatura a taglio non necessaria
b - b	90.64	0.70	247.08	10	20	20	21.8	1073.73	Armatura a taglio non necessaria
c - c	87.73	0.70	247.08	10	20	20	21.8	1073.73	Armatura a taglio non necessaria
d - d	92.24	0.88	274.53	10	20	20	21.8	1371.07	Armatura a taglio non necessaria
e - e	61.40	0.77	245.29	10	20	20	21.8	1193.50	Armatura a taglio non necessaria
f - f	36.38	0.67	219.15	10	20	20	21.8	1015.92	Armatura a taglio non necessaria
g - g	17.16	0.56	197.92	10	20	20	21.8	838.34	Armatura a taglio non necessaria



**VERIFICA A FESSURAZIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

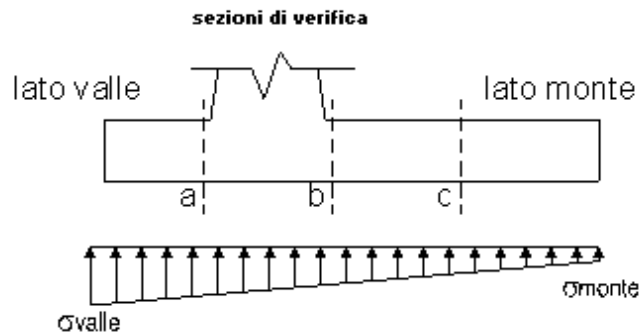
$$\sigma_{valle} = N/A + M/W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N/A - M/W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 4.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2/6 = 2.67 \quad (m^3)$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Freq.	385.81	63.83	120.39	72.52
	459.81	28.68	125.71	104.20
Q.P.	377.09	16.12	100.32	88.23
	377.09	16.12	100.32	88.23

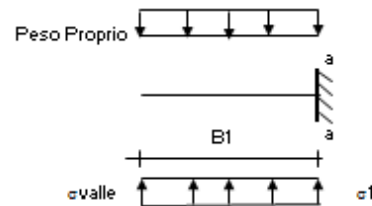


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 17.50 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2/2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2/3 - PP \cdot B^2/2 \cdot (1 + kv)$$

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	M <sub>a</sub>
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Freq.	120.39	114.40	12.61
	125.71	123.02	13.41
Q.P.	100.32	98.81	10.29
	100.32	98.81	10.29



**Mensola Lato Monte**

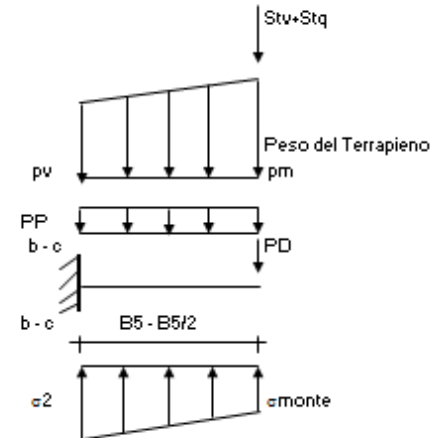
PP = 17.50 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione  
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	N <sub>min</sub>	N <sub>max</sub> Freq	N <sub>max</sub> QP	
pm =	77.40	101.66	77.40	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb =	77.40	101.66	77.40	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc =	77.40	101.66	77.40	(kN/m <sup>2</sup> )

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2/2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2/6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2/3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B/2 - Bd/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2/2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B/2)^2/2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2/6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B/2)^2/3 - (Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (B/2 - Bd/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2/2$$

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	M <sub>b</sub>	$\sigma_{2c}$	M <sub>c</sub>
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
Freq.	72.52	103.87	-106.17	88.19	-47.33
	104.20	118.29	-100.46	111.24	-43.43
Q.P.	88.23	96.15	-56.21	92.19	-25.78
	88.23	96.15	-56.21	92.19	-25.78



**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

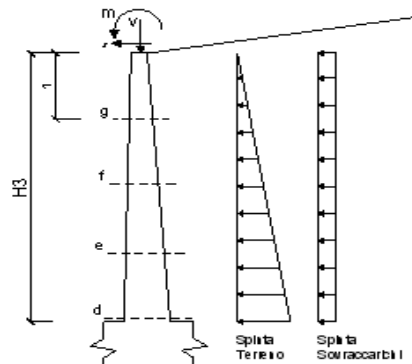
**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a, \text{criz}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h / 3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a, \text{criz}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{ext}} = m + f \cdot h$$

$$N_{\text{ext}} = v$$



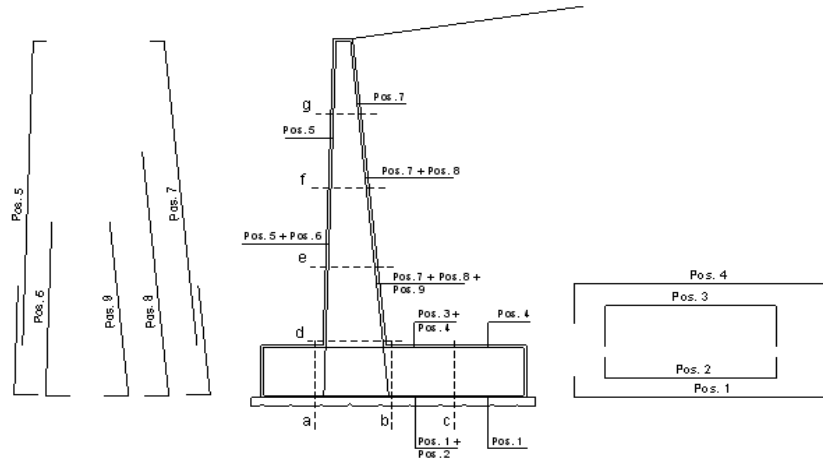
**condizione Frequente**

sezione	h	M <sub>t</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	51.23	48.18	8.60	108.02	0.00	71.49	71.49
e-e	3.23	21.61	27.10	6.45	55.17	0.00	49.28	49.28
f-f	2.15	6.40	12.05	4.30	22.75	0.00	29.97	29.97
g-g	1.08	0.80	3.01	2.15	5.96	0.00	13.54	13.54

**condizione Quasi Permanente**

sezione	h	M <sub>t</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	51.23	0.00	0.00	51.23	0.00	71.49	71.49
e-e	3.23	21.61	0.00	0.00	21.61	0.00	49.28	49.28
f-f	2.15	6.40	0.00	0.00	6.40	0.00	29.97	29.97
g-g	1.08	0.80	0.00	0.00	0.80	0.00	13.54	13.54

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

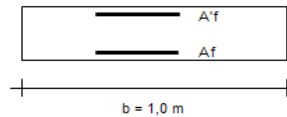


**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	7.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	18	<input type="checkbox"/>	7	5.0	20	
4	7.0	20		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

**VERIFICHE**



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w <sub>lim</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	13.41	0.00	0.70	21.99	21.99	0.22	10.21	0.010	0.400
b - b	-106.17	0.00	0.70	21.99	21.99	1.74	80.77	0.076	0.400
c - c	-47.33	0.00	0.70	21.99	21.99	0.78	36.01	0.034	0.400
d - d	108.02	71.49	0.88	15.71	15.71	1.48	67.66	0.079	0.400
e - e	55.17	49.28	0.77	15.71	15.71	0.94	37.88	0.044	0.400
f - f	22.75	29.97	0.67	15.71	15.71	0.50	16.81	0.020	0.400
g - g	5.96	13.54	0.56	15.71	15.71	0.18	4.33	0.005	0.400

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w <sub>lim</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	10.29	0.00	0.70	21.99	21.99	0.17	7.83	0.007	0.400
b - b	-56.21	0.00	0.70	21.99	21.99	0.92	42.77	0.040	0.400
c - c	-25.78	0.00	0.70	21.99	21.99	0.42	19.61	0.018	0.400
d - d	51.23	71.49	0.88	15.71	15.71	0.70	22.01	0.026	0.400
e - e	21.61	49.28	0.77	15.71	15.71	0.36	7.38	0.009	0.400
f - f	6.40	29.97	0.67	15.71	15.71	0.13	0.78	0.001	0.400
g - g	0.80	13.54	0.56	15.71	15.71	0.00	-	-	0.400

sez. compressa

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

**VERIFICHE TENSIONE**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

Reazione del terreno

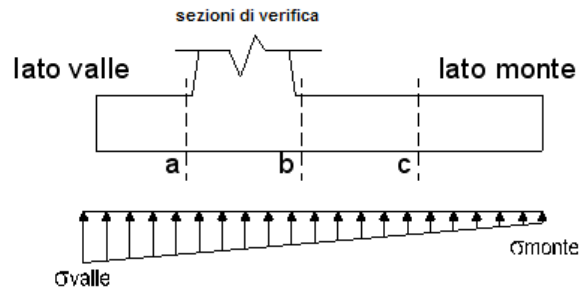
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 4.00 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.67 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	387.99	84.48	128.68	65.32
	480.49	40.54	135.32	104.92
sisma+	417.46	183.20	173.06	35.67
	463.73	161.22	176.39	55.48
sisma-	363.97	185.85	160.69	21.30
	410.24	163.87	164.01	41.11

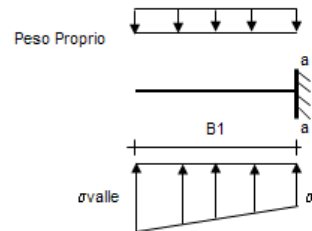


**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 17.50 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
statico	128.68	120.76	13.57
	135.32	131.52	14.57
sisma+	173.06	155.89	18.57
	176.39	161.28	19.07
sisma-	160.69	143.26	17.33
	164.01	148.65	17.83



**Mensola Lato Monte**

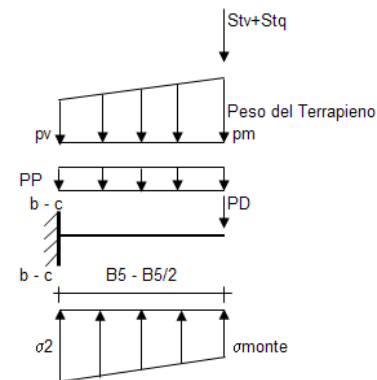
PP = 17.50 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione  
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	77.40	107.73	92.57	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	77.40	107.73	92.57	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	77.40	107.73	92.57	(kN/m <sup>2</sup> )

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_2$	$M_b$	$\sigma_2$	$M_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]
statico	65.32	106.82	-124.98	86.07	-54.91
	104.92	124.84	-117.84	114.88	-50.04
sisma+	35.67	125.66	-204.12	80.67	-84.02
	55.48	134.67	-204.28	95.08	-82.52
sisma-	21.30	112.60	-200.53	66.95	-82.11
	41.11	121.61	-193.24	81.36	-78.74



**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

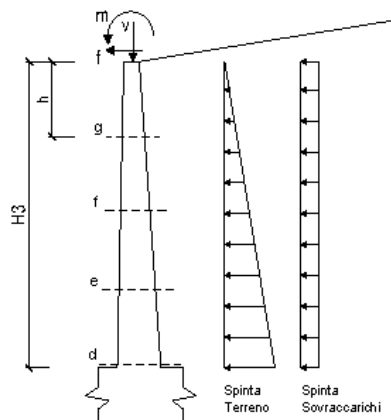
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{ext}} = m + f \cdot h$$

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

$$N_{\text{pp+inerzia}} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	51.23	60.23	10.75	122.21	0.00	71.49	71.49
e-e	3.23	21.61	33.88	8.06	63.56	0.00	49.28	49.28
f-f	2.15	6.40	15.06	5.38	26.84	0.00	29.97	29.97
g-g	1.08	0.80	3.76	2.69	7.25	0.00	13.54	13.54

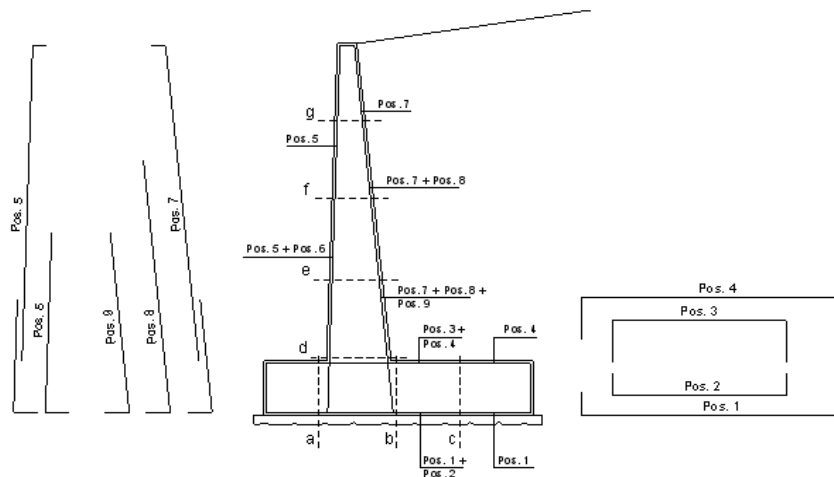
**condizione sismica +**

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	51.23	24.04	40.62	0.00	19.63	135.52	0.00	76.60	76.60
e-e	3.23	21.61	10.14	22.85	0.00	10.38	64.98	0.00	52.81	52.81
f-f	2.15	6.40	3.00	10.15	0.00	4.31	23.88	0.00	32.11	32.11
g-g	1.08	0.80	0.38	2.54	0.00	1.00	4.72	0.00	14.51	14.51

**condizione sismica -**

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	51.23	16.78	42.53	0.00	19.63	130.17	0.00	66.37	66.37
e-e	3.23	21.61	7.08	23.92	0.00	10.38	62.99	0.00	45.75	45.75
f-f	2.15	6.40	2.10	10.63	0.00	4.31	23.45	0.00	27.82	27.82
g-g	1.08	0.80	0.26	2.66	0.00	1.00	4.73	0.00	12.57	12.57

**SCHEMA DELLE ARMATURE**

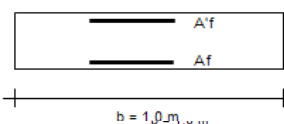


**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	7.0	20		5	5.0	20	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	18	<input type="checkbox"/>	7	5.0	20	
4	7.0	20		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

**VERIFICHE**



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

**Condizione Statica**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm²)	(cm²)	(N/mm²)	(N/mm²)
a - a	14.57	0.00	0.70	21.99	21.99	0.24	11.08
b - b	-124.98	0.00	0.70	21.99	21.99	2.05	95.08
c - c	-54.91	0.00	0.70	21.99	21.99	0.90	41.77
d - d	122.21	71.49	0.88	15.71	15.71	1.67	79.23
e - e	63.56	49.28	0.77	15.71	15.71	1.08	45.74
f - f	26.84	29.97	0.67	15.71	15.71	0.59	21.31
g - g	7.25	13.54	0.56	15.71	15.71	0.22	6.03

**Condizione Sismica**

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm²)	(cm²)	(N/mm²)	(N/mm²)
a - a	19.07	0.00	0.70	21.99	21.99	0.31	14.51
b - b	-204.28	0.00	0.70	21.99	21.99	3.35	155.41
c - c	-84.02	0.00	0.70	21.99	21.99	1.38	63.92
d - d	135.52	66.37	0.88	15.71	15.71	1.85	91.55
e - e	64.98	45.75	0.77	15.71	15.71	1.10	48.08
f - f	23.88	27.82	0.67	15.71	15.71	0.53	18.64
g - g	4.73	12.57	0.56	15.71	15.71	0.14	2.98

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

**9.4.3 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE OPERA DI SOSTEGNO-TERRENO**

Per le verifiche di stabilità globale si vedano le verifiche del muro precedente.